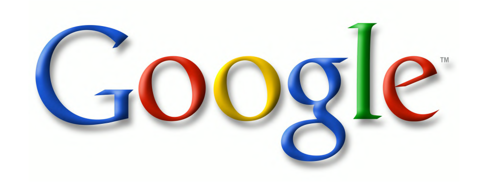

Google





LES TRAVAUX PUBLICS

DE

L'AMÉRIQUE DU NORD

L. LE ROND
Ingénieur des Ponts et Chaussées

LES TRAVAUX PUBLICS
DE L'AMÉRIQUE DU NORD

PONTS ET VIADUCS — CHEMINS DE FER — NAVIGATION INTÉRIEURE
TRAVAUX MARITIMES — GÉNIE MUNICIPAL

OUVRAGE
PUBLIÉ A LA SUITE D'UNE MISSION ET HONORÉ D'UNE SOUSCRIPTION
DU MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS

INTRODUCTION PAR G. BOUSCAREN
Ingénieur des Arts et Manufactures, Ingénieur-Conseil à Cincinnati

AVEC DE NOMBREUSES GRAVURES ET UN ATLAS

PREMIÈRE PARTIE
PONTS ET VIADUCS



PARIS
J. ROTHSCHILD, ÉDITEUR
13, RUE DES SAINTS-PÈRES, 13

1896

TABLE DES PLANCHES

AVEC INDICATION DES PARTIES CORRESPONDANTES DU TEXTE

I. — Dessins d'ensemble

II. — Dessins de détails.

III. — Reproductions de photographies.

Nota. — Pour les planches 25, 31 et 59, qui ont été reproduites *directement* d'après les dessins originaux de M. Geo. S. Morison, nous donnons les traductions ci-après :

1′ = 1 foot = 0m,305.
1″ = 1 inch = 0m,0254.

Cover-Plate	signifie	tôle de couverture.
Web-Plate	—	âme.
Side-Plate	—	fourrure.
Angle	—	cornière.
Bar	—	barre.
Rod	—	tringle.
Pin	—	cheville
Grip	—	portée de la cheville.

Paris. — E. Kapp. imprimeur. 83, rue du Bac



Fig. 1. — Pont de Brooklyn.

INTRODUCTION

S'il est vrai que l'art de l'ingénieur consiste surtout dans l'utilisation des forces naturelles au profit de l'homme et dans l'adaptation des matières premières à ses besoins, il n'y a peut-être pas au monde un pays, où l'étude de cet art dans son développement, parallèle à celui d'une civilisation rapide et essentiellement utilitaire, soit plus instructive et plus intéressante qu'aux États-Unis.

Par sa situation géographique entre les deux océans, par la diversité de ses climats et la fertilité de son sol, par la richesse de ses ressources minérales et par l'étendue enfin de son territoire qui

ne couvre pas moins de neuf millions de kilomètres carrés, embrassant ving-quatre degrés de latitude et cinquante-huit degrés de longitude, il est difficile en effet de concevoir, mesuré à l'échelle de nos petites affaires terrestres, un champ mieux adapté au développement de l'activité humaine sous ses formes les plus variées.

Le résultat de cette activité qui s'exerce depuis un peu plus d'un siècle seulement, si l'on en exclut la période d'enfance coloniale, se traduit par les chiffres suivants :

Le travail du monde entier étant pris pour unité, celui des États-Unis figure approximativement pour le cinquième des produits de l'agriculture, pour le tiers des exploitations minières, pour le quart des produits manufacturés, et les richesses accumulées en si peu de temps ne s'évaluent pas à moins du sixième de la richesse totale du globe.

Parmi tous les agents de cette œuvre colossale, le rôle prépondérant appartient sans conteste aux voies de communication.

Facteurs importants dans la mise en valeur de toute propriété industrielle ou territoriale, on conçoit qu'elles s'élèvent au premier rang lorsqu'il s'agit de l'exploitation matérielle d'un pays dont la superficie est de très peu inférieure à celle de l'Europe et dont la population s'est accrue de quarante-cinq millions d'âmes dans un demi-siècle.

L'histoire de leur développement marque les différentes étapes du progrès et de la colonisation vers l'Ouest, et l'exposé de leur condition actuelle donne la mesure de la puissance de production du pays.



ES *voies navigables naturelles furent les premières utilisées par l'avant-garde du courant indigène qui déborde des États de l'Est et qui va bientôt se grossir des flots de l'émigration Européenne. Le « Flat-boat », blindé de madriers à l'épreuve des balles indiennes, est le pionnier de la navigation sur les fleuves et rivières tributaires du Mississipi. Si*

la descente est longue et entourée de périls, le retour contre le courant est impraticable.

Le premier bateau de Fulton, qui fait son apparition sur l'Hudson en 1807, inaugure l'ère du « Steam-boat »; on le voit bientôt sillonner les grands lacs et se multiplier sur toutes les rivières de l'Ouest; il s'adapte à toutes les conditions et se transforme suivant les exigences du trafic.

A fond plat, de construction légère, brûlant du bois, qu'il trouve en abondance et à vil prix à tous ses atterrages, on le verra remonter les petits tributaires du Mississipi et de ses affluents, apporter aux colons les outils, les vêtements et autres produits manufacturés dont ils ne peuvent se passer, et redescendre le fleuve, chargé des produits du sol et de la forêt, qui n'ont encore que cette voie pour gagner leur marché.

De grand modèle, somptueusement aménagé pour le transport des voyageurs, il fait le service entre les vorts des lacs et les grandes villes riveraines des fleuves et atteint facilement une vitesse de vingt à vingt-cinq kilomètres à l'heure. Transformé en remorqueur, il va convoyer de Pittsburgh à la Nouvelle-Orléans une flottille de bateaux contenant jusqu'à trente mille tonnes de houille [1].

Le plus grand obstacle qui se présente alors au développement intérieur du pays est la barrière des monts « Appalachians » qui séparent, du nord au sud, le versant de l'Atlantique de la grande vallée du Mississipi : de Witt Clinton le surmonte en 1825 par la construction du canal de l'Erié, qui franchit le faîte de partage à son point le plus bas, aux sources de l'Hudson, et met en communication les grands lacs et l'Atlantique; plus tard, la construction du canal Sainte-Marie entre le lac Huron et le lac Supérieur, reculera encore les limites de la navigation vers l'Ouest.

1. — Les convois de Pittsburgh à Cairo ne dépassent pas généralement dix mille tonnes, à cause des difficultés de la navigation sur l'Ohio, mais, une fois sur le Mississipi, il n'est pas rare de voir fusionner plusieurs convois sous le même remorqueur.

L'exemple de New-York est imité par d'autres États ; Baltimore et Philadelphie tendent aussi les bras vers l'ouest par des canalisations qui cherchent à atteindre les eaux de l'Ohio, mais l'apparition de la locomotive arrête l'élan dans son essor, et c'est la voie ferrée qui va d'abord continuer et bientôt supplanter le canal.



HOSE *remarquable, la locomotive importée d'Angleterre va tout d'abord se transformer au contact de son pays d'adoption, pour mieux répondre aux services qu'on attend d'elle. Son « Bogie », son « pilot », son « cab », sa cheminée en tronc de cône en font un type à part, c'est la locomotive « Américaine » qui va pénétrer partout où il y a des terres à cultiver, des forêts et des mines à exploiter, des villes et des industries à fonder : c'est elle qui va traverser les plaines encore incultes, les vastes solitudes du « Far-West », franchir les Montagnes Rocheuses et les gorges de la Sierra Nevada, et relier par un fil magique les rivages des deux océans.*

Les deux décades 1830-1850, qui marquent la période d'enfance des chemins de fer, sont aussi la période la plus caractéristique de l'histoire du développement matériel des États-Unis.

La jeune plante a poussé de fortes racines, les organes essentiels au maintien de la vie sont créés et fonctionnent, la force vitale éclate avec toute la vigueur d'une sève d'avril. C'est l'époque de la découverte de l'utilisation de l'anthracite (1836-1837) comme combustible dans les hauts-fourneaux et les locomotives, de l'inauguration des compagnies d'express (1839), de l'invention de Morse (1844) qui va doter les chemins de fer du plus précieux et du plus indispensable engin de leur outillage.

Chicago, qui n'était qu'un poste avancé en 1830, va prendre son essor ; Cincinnati et Saint-Louis passent du rang de village à celui de grande ville. Chaque État a son réseau de voies ferrées qui relient les centres de population et pénètrent au delà des frontières habitées : on dirait que la locomotive sème des hommes, les

villes et les villages poussent derrière elle comme des champignons dans une nuit d'été.

A partir de 1850, les tronçons de lignes commencent à se souder bout à bout pour former les « trunk-lines », qui vont s'emparer du trafic Est-Ouest et détourner le courant qui tend à se porter vers l'embouchure du Mississipi.

C'est ainsi que se forment et s'organisent la compagnie de l'Érié en 1851, la « Pennsylvania Co. » en 1854; la guerre de Sécession paralyse le mouvement pendant quelques années, mais il reprend avec une nouvelle vigueur immédiatement après; l'année 1869 voit l'achèvement du « Central Pacific Railroad » et la fusion du « Hudson River » et du « New-York Central » qui ouvre une nouvelle voie d'écoulement aux produits de l'Ouest et aux marchandises de l'Est.

Une ère nouvelle commence pour les États du Sud : débarrassés de la lèpre de l'esclavage, ils ne vont pas tarder à participer à la vie industrielle des États libres; en attendant ils reconstruisent leurs chemins de fer détruits par la guerre et en établissent de nouveaux; le fusionnement des petites compagnies s'étend aux lignes du Sud; plusieurs « trunk-lines » vont rayonner des ports du golfe du Mexique et faire concurrence aux « Steam-boats » du Mississipi comme les lignes de l'Érié et du New-York Central le font aux Steam-boats des lacs et aux flottilles du canal de l'Érié.

L'agglomération ou « consolidation » des lignes se continuant, nous arrivons à la formation des « systèmes » qui embrassent dans leur ramifications d'immenses territoires et comptent jusqu'à plus de dix mille kilomètres de voies.

L'unification des compagnies entraîne l'unification des largeurs de voies (dont le nombre à l'origine, est presque égal à celui des États de l'Union) et supprime du coup tous les frais et délais afférents aux transbordements; les prix de transport s'abaissent, la concurrence des grandes compagnies rivales fait bientôt éclater les désastreuses guerres de tarifs qui finissent toujours par des

compromis plus ou moins durables après l'épuisement de l'une des parties[1].

Ce qu'il y a peut-être de plus remarquable dans l'histoire des voies ferrées aux États-Unis, c'est la mutabilité de leurs conditions d'existence et la souplesse de transformation à laquelle se prêtent tous leurs organes, pour toujours répondre aux nouvelles exigences de ces conditions.

La première loi qui gouverne l'ingénieur de chemin de fer, à l'origine, est de bâtir vite et à bon marché, sans trop se préoccuper de la durée de son œuvre, quitte à la reconstruire, plus tard, sur des bases plus stables, si l'entreprise a réussi; tel est le cadre des « lignes d'avancement », où la spéculation a toujours une large part. Les terrains nécessaires sont généralement obtenus par dons gratuits, la plate-forme est construite, le plus souvent, aux frais des « Counties » que traverse la ligne, et qui souscrivent chacun pour sa quote-part; elle suit les ondulations et les contours du terrain, pour éviter les terrassements; les petits cours d'eau sont franchis par des poutres sur pilotis, les plus grands par des travées en bois; piliers, culées, ponceaux, caniveaux, tout est en bois; la pierre ne s'emploie qu'exceptionnellement, dans les localités où elle abonde; le rail est en fer, à patin, de 15 à 25 kilogrammes; la terre végétale de la prairie sert de ballast; il n'y a qu'un type de locomotive, le type « American », dont le poids varie de 20 à 30 tonnes; trois types de wagons à marchandises, le « box car », le « cattle car » et le « gondola », transformable à volonté en « flat car », par la suppression des parois mobiles, leur capacité commune est de 10 tonnes; un seul type de wagon de voyageurs, à deux rangées de banquettes latérales, avec allée centrale et portes aux extrémités; la vitesse des trains est communément de 15 à 20 kilomètres pour les trains de marchandises, et de 25 à 35 kilomètres pour les trains de voyageurs.

1. — Aucun remède efficace n'a encore été découvert contre cet état de choses qui plus encore peut-être que la construction des lignes de spéculation, a contribué à la ruine de compagnies naguère fort prospères.

Une des premières conséquences du fusionnement des lignes est leur reconstruction sur un modèle plus perfectionné : remblayage des nombreux « trestle-works », construits pour économiser les terrassements ; remplacement des ouvrages en bois, par des travaux d'art en maçonnerie et en fer ; élargissement de la plate-forme ; ballastage de la voie, le plus souvent avec du sable et du gravier, quelquefois avec du laitier de hauts-fourneaux ou de la pierre cassée. A mesure que les distances s'accroissent, que la concurrence se développe, l'abaissement des tarifs, d'année en année, devient une loi presque sans exception[1]*; les données du problème sont changées,*

1. — Il suffit, pour en donner une idée, de citer le tableau suivant, tiré du Poor's Manual of Railroads 1889, *donnant la moyenne des prix de transport de la tonne kilométrique sur sept « trunk-lines » Est Ouest, pour chaque année de la période s'étendant de 1865 à 1888. Le prix de transport par voyageur et par kilomètre s'est abaissé à peu près dans les mêmes proportions.*

Ces prix varient, du reste, dans les limites les plus larges suivant les localités, ainsi que le montre le second tableau (tiré du même ouvrage), donnant les prix moyens par tonne kilométrique et voyageur kilométrique en 1887, pour les différents États de l'Union.

Ces prix sont ici donnés en « cents » américains — 19 *cents représentent la valeur d'un franc.*

MOYENNE DES PRIX DE TRANSPORT PAR TONNE KILOMÉTRIQUE POUR CHAQUE ANNÉE, DE 1865 A 1887, SUR LES LIGNES : PENNSYLVANIA, PITTSBURGH FORT WAYNE AND CHICAGO, NEW-YORK CENTRAL, LAKE SHORE, MICHIGAN CENTRAL, BOSTON AND ALBANY, NEW-YORK LAKE ERIE AND WESTERN.

ANNÉES	PRIX EN CENTS par tonne kilométrique	ANNÉES	PRIX EN CENTS par tonne kilométrique
1865	1.986	1877	0.665
1866	1.714	1878	0.615
1867	1.579	1879	0.523
1868	1.460	1880	0.595
1869	1.274	1881	0.523
1870	1.091	1882	0.518
1871	1.012	1883	0.568
1872	1.030	1884	0.507
1873	1.011	1885	0.436
1874	0.912	1886	0.487
1875	0.795	1887	0.492
1876	0.675	1888	0.416

Voir la suite de la note au verso.

il ne s'agit plus, avant tout, de construire à bon marché, mais de transporter à bon marché, aussi voyons-nous les grandes lignes non seulement se reconstruire sur un pied de « permanence » inconnu jusqu'alors, et réduire ainsi leurs frais d'entretien, mais transformer, en même temps, tout leur matériel et leur outillage, en vue de l'économie de l'exploitation et du succès dans la lutte pour le trafic. On augmente rapidement la puissance des locomotives, en créant de nouveaux types; c'est d'abord le type « Mogul », à six roues couplées, pesant de 45 à 50 tonnes, puis le type « Consolidation », à huit roues couplées, de 60 à 70 tonnes, puis enfin le « Decapod », à dix roues couplées, de 80 tonnes; on conserve le type « American » pour les machines à voyageurs, mais on porte le

MOYENNE DES PRIX DE TRANSPORT PAR TONNE KILOMÉTRIQUE ET PAR PASSAGER KILOMÈTRE DANS LES ÉTATS DE L'UNION POUR 1887

ÉTATS	Prix en cents		ÉTATS	Prix en cents	
	Tonne kilométriq.	Voyageur kilom.		Tonne kilométriq.	Voyageur kilom.
Maine	1.096	1.659	Mississipi	1.521	2.082
New-Hampshire	0.992	1.690	Tennessee	0.829	1.777
Vermont	0.678	1.435	Kentucky	0.726	1.485
Massachusetts	1.034	1.162	Louisiana	1.459	1.249
Rhode-Island	1.925	1.386	Missouri	0.863	1.653
Connecticut	1.445	1.243	Arkansas	1.130	1.988
New-York	0.582	1.218	Texas	1.310	1.597
New-Jersey	0.966	1.274	Kansas	1.069	1.479
Pennsylvania	0.603	1.348	Colorado	1.993	2.268
Delaware	1.569	1.864	New-Mexico	0.575	1.056
Maryland	0.404	1.056	Iowa	0.973	1.547
Ohio	0.445	1.386	Minnesota	0.903	1.746
Michigan	0.596	1.392	Nebraska	0.932	1.367
Indiana	0.479	1.417	Dakota	4.726	6.220
Illinois	0.754	1.342	Wyoming	1.000	1.342
Wisconsin	0.843	1.547	Montana	5.199	5.046
Virginia	0.548	1.118	Washington Territory	2.260	2.628
West Virginia	0.945	1.100	Oregon	1.637	1.889
North Carolina	1.637	1.653	California	1.480	1.541
South Carolina	1.843	1.653	Nevada	4.891	2.523
Georgia	1.164	1.727	Arizona	7.404	6.071
Florida	1.158	2.181	Utah	1.692	1.951
Alabama	0.897	1.510	Moyenne générale pour les États-Unis	0.712	1.354

poids, distribué sur les quatre roues motrices, de 20 à 35 et 40 tonnes. La transformation des wagons n'est pas moins complète; la capacité des wagons de marchandises est portée, successivement, de 10 à 15, 20, 25 et 30 tonnes, et le rapport du poids mort au poids utile se trouve réduit dans la proportion de un à une demie; de nouveaux types apparaissent, le « fruit car » et le « refrigerator car », pour le transport à grande vitesse des fruits et des légumes, du poisson et du gibier; le « palace stock car », pour le transport des bestiaux à de grandes distances, véritables écuries roulantes où l'animal trouve la nourriture et un confort relatif; le « tank-car », réservoir cylindrique en tôle, porté sur un « flat car », pour le transport du pétrole en vrac.

Les wagons à voyageurs se diversifient de la même manière, pour les besoins du service : ce sont les « parlor cars », les « chair cars », les « hotel cars », les « sleeping cars », etc., et finalement les « vestibule cars », construits et aménagés avec le plus grand luxe, et grâce auxquels le voyageur pourra franchir, sans fatigue, les 1,568 kilomètres qui séparent Chicago de New-York en vingt-cinq heures; les riches ne sont pas les seuls à bénéficier du progrès, un service spécial de « sleeping cars » pour les émigrants s'établit maintenant, sur les lignes de l'Ouest.

Le perfectionnement de l'outillage marche de pair avec celui du matériel et de la voie; la multiplicité des trains dans les deux sens, sur la même voie, conduit à un code de règlement et de signaux elaboré avec soin, et à l'introduction du « block system »; le mouvement des trains, aux approches des croisements de voies à niveau, des ponts tournants et des grandes gares, est réglé par des systèmes enclenchés (interlocking) à commande funiculaire, électrique, hydraulique, ou à air comprimé; le système d'attelage des wagons est modifié de façon à réduire le jeu latéral et longitudinal, et à accélérer les manœuvres, tout en diminuant les risques d'accidents qui les accompagnent; l'introduction des freins continus à air et à vapeur ajoute à la sécurité du mouvement tout en permettant une augmen-

tation notable de la vitesse; le gaz comprimé et l'électricité remplacent le pétrole pour l'éclairage des wagons de voyageurs, les circulations d'eau chaude et de vapeur se substituent au poêle pour le chauffage, enfin l'installation des « water-troughs » et des « coal-pockets » permet l'alimentation en eau et combustible des locomotives en marche avec une perte de temps minimum. L'organisation subit à son tour de profondes modifications pour arriver à conduire de front, avec le maximum d'effet utile, le travail si complexe que comporte l'exploitation d'un grand système de chemins de fer.



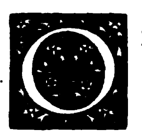
'UNE *des conséquences les plus remarquables de cette évolution rapide des chemins de fer aux États-Unis, est la reconstruction, à court intervalle, des ponts métalliques, entraînée par l'augmentation rapide et continue du poids des machines et des trains, qui a triplé dans l'espace de quinze ans; c'est ainsi que le Pennsylvania, l'Érié, le Chesapeake and Ohio, le Baltimore and Ohio, le Louisville and Nashville, et beaucoup d'autres lignes, sont aujourd'hui forcées de remplacer, par des constructions plus fortes, des ouvrages qu'on avait tout lieu de considérer comme permanents, à l'époque où ils furent élevés; la seule compensation que l'on trouve à cette dépense imprévue, c'est que les nouveaux ouvrages sont d'un modèle beaucoup plus perfectionné que les anciens : les types « Bollman » et « Fink », par exemple, et tous les ponts et viaducs où la fonte jouait un rôle important, auront bientôt disparu pour faire place à des charpentes plus rigides, où l'acier doux tend à prendre un rôle de plus en plus prépondérant.*

Se préoccupant, avec raison, de cette tendance continue à l'augmentation du poids des trains et des machines, qui n'a peut-être pas encore dit son dernier mot et qui pouvait, dans un avenir prochain, conduire de nouveau à la reconstruction des ponts métalliques, les ingénieurs américains commencent à préférer la pierre au métal, partout où elle peut lui être substituée sans une trop grande majoration de dépenses; il ne faut donc pas désespérer de

les voir peut-être, un jour, doter leur pays de ces hardis viaducs en maçonnerie, d'aspect monumental, qui font l'orgueil des ingénieurs européens.

Les formes préférées, pour les charpentes métalliques de grande portée, sont les travées indépendantes à longs panneaux et semelle supérieure brisée, et les différentes combinaisons des poutres en porte-à-faux (cantilevers), qui doivent leur popularité beaucoup plus aux facilités qu'ils offrent pour le montage, qu'à l'économie du métal, les proportions généralement adoptées, conduisant, au contraire, à une majoration de poids. Les ponts en arches et les ponts suspendus ne trouvent pas beaucoup de partisans, mais l'avenir est peut-être aux ponts suspendus rigides, pour les très grandes portées.

Ce qui distingue surtout le plus grand nombre des ponts américains des ponts européens, est le système des joints articulés, où la cheville remplace les rivets, où tout est étudié pour laisser un libre jeu aux déformations élastiques causées par la surcharge, au lieu de les contrarier par des goussets et par une grande surface d'assemblage, comme on le fait pour les joints rivés. Quoique ce système ne soit pas à l'abri de la critique, pour les travées légères de petite portée, il est incontestable qu'il se prête admirablement au montage rapide, et qu'il précise la distribution des efforts, dans les différentes membrures de la charpente, avec un degré de certitude qu'on n'atteindra jamais avec les ponts rivés.



N *ne peut parler des progrès accomplis dans la construction des ponts, sans dire un mot des rails, car si l'acier prend déjà la plus grosse part dans la charpente des ponts et tend aujourd'hui à se substituer partout au fer, c'est à la grande extension prise par la fabrication du rail en acier qu'il faut l'attribuer.*

Les premiers rails en fer, d'importation anglaise, étaient d'excellente qualité; dans ces dernières années, avant que le fusionnement

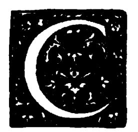
général n'eût achevé son œuvre, on en voyait encore sur quelques lignes isolées, où ils avaient survécu à plusieurs générations de rails plus modernes. Les rails en fer de fabrication américaine qui remplacèrent les rails anglais étaient en effet généralement de qualité très inférieure, aussi les rails en acier furent-ils reçus avec une faveur générale, malgré leur prix élevé[1]. *Les premiers furent aussi importés d'Europe, mais les usines Bessemer ne tardèrent pas à s'établir en nombre suffisant pour faire face à tous les besoins, et leur outillage perfectionné leur permit de livrer un excellent produit qui n'avait rien à envier au rail anglais ou français et qui remplaça rapidement le fer. Le poids des rails s'est élevé graduellement avec le poids des machines, il atteint aujourd'hui de 37 à 40 kilogrammes au mètre courant.*

1. — PRODUCTION ANNUELLE ET PRIX MOYENS DES RAILS EN ACIER DE 1867 A 1884
(MINERAL RESOURCES OF THE U. S. — WILLIAMS 1883-84)

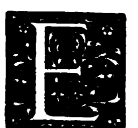
ANNÉES	PRODUCTION EN TONNES	PRIX MOYEN EN FRANCS
	tonnes	fr.
1867	2.241	873.70
1868	6.351	834.30
1869	8.480	696.20
1870	29.880	561.90
1871	33.615	539.50
1872	82.679	589.50
1873	113.360	631.20
1874	127.380	496.20
1875	255.600	361 90
1876	362 460	311.90
1877	379.790	239.50
1878	483.700	222.40
1879	601.500	254.00
1880	838.780	355.30
1881	1.169.000	321.80
1882	1.263.900	255.30
1883	1.130.600	198.70
1884	980.850	161.90

Le prix actuel (avril 1889) à Pittsburgh est de 142 fr. 60.

Malheureusement la bonne qualité du métal ne s'est pas maintenue, l'infériorité relative des rails d'aujourd'hui doit être attribuée au tarif protecteur élevé qui permet aux usines de refuser tout contrat dont le cahier des charges ne leur convient pas et, sans doute aussi, à l'indifférence des pouvoirs dirigeants, plus occupés souvent de spéculations que de la bonne administration de leur compagnie.



E *que les grandes lignes ont fait pour le territoire, les chemins de fer urbains et les tramways l'ont fait en collaborateurs modestes pour les villes; on les voit s'établir de bonne heure dans les petites villes et contribuer et participer à leur croissance rapide. Pour faire face aux exigences créées par l'accroissement des distances et des populations, les chevaux sont remplacés par des moyens mécaniques qui empruntent leur force motrice à la vapeur soit directement par des locomotives ou par traction funiculaire, soit indirectement par divers systèmes de transmissions électriques.*



N *résumé, on peut dire que le chemin de fer a été, en Amérique, l'agent colonisateur par excellence; il y a résolu promptement le problème du transport à bon marché, d'où dépendait la prospérité matérielle du pays, d'une façon qui fait honneur à ceux qui l'ont créé et développé; et, tout en faisant cela, il est devenu lui-même l'un des éléments les plus importants de la puissance et de la fortune qu'il aidait à fonder*[1].

Ce qui frappe peut-être le plus dans ce grand travail de création des voies de transport, c'est le rôle effacé qu'y joue le gouvernement; exception faite des dons de terres (land grants) faits par le gouvernement aux premières grandes lignes d'avancement et aux chemins « Pacifics » transcontinentaux pour en encourager la construction

1. — *Les* 240.000 *kilomètres de chemins de fer de l'Union ont coûté très approximativement* 41.600.000.000 *fr.*

et ouvrir de nouveaux territoires à la colonisation, on constate, en effet, que la construction de l'immense réseau qui couvre le territoire de l'Union et qui s'augmente chaque année de plus de dix mille kilomètres, est due exclusivement à l'initiative privée.

Le gouvernement ne se réserve que les travaux d'amélioration des ports et des cours d'eau ; le champ, du reste, est assez vaste si l'on considère l'étendue des côtes et le développement fluvial qui découpe les versants des deux systèmes orographiques du continent. Quoique les Ingénieurs du gouvernement se soient largement inspirés dans leurs travaux de l'expérience et des méthodes de leurs confrères européens, leur œuvre n'en porte pas moins le cachet d'originalité qui caractérise l'art américain : on en peut citer comme exemple les beaux travaux de dérochement à l'entrée du port de New-York et l'approfondissement des passes à l'embouchure du Mississipi.

S'il est vrai qu'il reste encore beaucoup à faire pour l'amélioration des voies navigables, cette lacune s'explique facilement par la grandeur même de l'œuvre à accomplir et par l'interruption forcée de la guerre de Sécession, qui paralysa toutes les forces vives de la nation pendant une période beaucoup plus longue que celle de la durée même de la guerre ; les revirements de pouvoir entre les deux partis politiques qui se partagent le pays n'y sont peut-être pas non plus étrangers ; quoiqu'il en soit, tout porte à croire que l'on assistera bientôt à une reprise énergique dans les travaux du gouvernement et que non seulement les grandes artères naturelles seront ouvertes à la grande navigation pendant la saison d'étiage, mais que le projet, pendant si longtemps caressé, d'union entre les grands lacs et le golfe du Mexique par la canalisation des rivières « Illinois » et « des Plaines », affluents du Mississipi et du lac Michigan, sera enfin réalisé.



QUELQUE *rapide qu'ait été le développement des voies de communication, celui des industries agricoles, minières et manufacturières y a toujours répondu avec une généreuse réciprocité. Le flot de l'immigration qui avait déjà franchi*

les monts « Appalachians » avant l'ère des chemins de fer et pénétré dans la vallée du Mississipi par le Nord et par le Sud, couvre maintenant cet immense territoire dans toute sa largeur et donne la main aux populations de la Californie par dessus les Montagnes Rocheuses[1].

Le voyageur qui traverse le pays de l'Est à l'Ouest par la ligne du « Union Pacific » ou qui remonte le Mississipi de son embouchure aux rapides de Saint-Paul, peut assister, pour ainsi dire, à l'histoire du développement agricole dans toutes ses phases et sous tous ses aspects, depuis la tente ou la « log-cabin » du « ranch-man » et les plaines incultes ou paissent ses troupeaux, jusqu'aux solides bâtisses et aux champs de haute culture des fermes modèles de la Pennsylvanie, et se rendre compte de la diversité des produits du sol, sous un climat qui varie du soleil semi-tropical de la Louisiane aux hivers quasi sibériens du Minnesota.

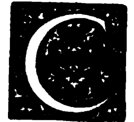
Ici encore, leur sens pratique a bien servi les Américains, dans l'adaptation des moyens aux circonstances, pour la production à bon marché. Dans un pays où le prix élevé de la main-d'œuvre semblait devoir limiter la production aux besoins de la population, ils sont parvenus, par la multiplicité et le perfectionnement des agents mécaniques, à les substituer presque entièrement à la main de l'homme, à décupler ainsi le rendement de son travail et à lui permettre de prendre le rôle de pourvoyeur vis-à-vis de son frère d'Europe, dont il était encore tributaire, il y a moins d'un siècle.

A l'exception du thé, du café, des épices et de quelques autres produits des tropiques, on peut dire qu'aujourd'hui les Américains tirent de leur propre sol avec surabondance toutes les matières alimentaires et textiles nécessaires aux besoins de l'homme civilisé; mais ils savent encore, à l'occasion, emprunter à la vieille Europe

1. — Non contents d'occuper le sol arable, les colons commencent à envahir jusqu'aux plateaux arides du Colorado, du Nevada et de la basse Californie que l'irrigation artificielle va fertiliser par des dérivations d'eau des torrents de la Sierra.

ses formules et ses procédés, quand ils peuvent, par là, hâter leur course vers le progrès; c'est ainsi que les races chevalines et bovines s'améliorent tous les jours, par des importations d'Angleterre et de France, des meilleurs types producteurs; que la viticulture prend une extension de plus en plus grande, sous la direction des vignerons français, que le sorgho va bientôt ajouter à la production sucrière, par l'application des procédés de diffusion, récemment expérimentés avec succès par l'initiative du gouvernement. Dans certains États, le reboisement est déjà à l'ordre du jour, depuis que l'on s'est aperçu que la destruction inconsidérée des forêts avait une influence marquée sur le régime des saisons. Il n'était que temps de mettre un frein au gaspillage du bois de construction, dont l'Amérique du Nord possède, ou possédait, à profusion, les essences les plus précieuses. Sapin blanc du nord, pin résineux du sud, chêne, frêne, châtaignier, noyer, cèdre, cyprès des États intermédiaires, bois rouge de la Californie, ont tous contribué à la marche de cette civilisation, qui a commencé par l'âge du bois. Pendant longtemps, tout s'est construit en bois : bâtiments, ponts, viaducs, boisage des tunnels, abris contre la neige, clôtures, wagons, steamboats, barrages, écluses, quais, docks, conduites d'eau, etc., et si la pierre, le fer ou l'acier se sont depuis substitués à lui, pour beaucoup de ces usages, on n'a pas encore, du moins, appris à s'en passer; pour leurs traverses seulement, les chemins de fer n'en consomment pas moins de sept millions de mètres cubes par an.

En se faisant plus rare, le bois a augmenté de valeur, aussi a-t-on essayé d'en prolonger la durée, par les différentes méthodes de traitement appliquées depuis longtemps en Europe, mais, sauf le créosotage des pieux pour les travaux à la mer, ces méthodes ne sont pas encore généralisées.



CE *que l'on connaît des richesses minérales du pays, dont une grande partie reste probablement encore à découvrir, suffit pour faire des États-Unis l'un des pays du globe les plus richement doués, sous ce rapport.*

Toutes les qualités de houille s'y trouvent, disséminées dans plus de vingt bassins, touchant à presque tous les États de l'Union, et couvrant une superficie qu'on n'évalue pas à moins de un million de kilomètres carrés.

La découverte du pétrole, d'abord confinée à la Pennsylvanie, s'est étendue à l'État de New-York, à l'Ohio et à plusieurs autres États, et la production en est devenue si abondante, qu'il ferait probablement concurrence au charbon, pour certaines exploitations industrielles, si le gaz naturel, découvert il y a quelques années dans les mêmes provinces, n'était venu résoudre la question du combustible, pour toutes les localités qui lui sont accessibles, d'une façon qui ne laisse rien à désirer.

La liste des industries minières et métallurgiques comprend, à quelques exceptions près, la nomenclature entière des métaux usuels et des métaux précieux; l'industrie du fer y occupe naturellement la première place, elle est suivie de près par l'argent, l'or, le cuivre, le plomb, le zinc, le mercure, rangés par ordre de valeur des produits métallurgiques, tandis que les produits minéraux non métalliques les plus importants, rangés aussi par ordre de valeur sont : charbons bitumineux, anthracites, pétrole, pierres de construction, chaux, sel gemme, ciments, phosphates. Un fait à noter, est la création des « pipe lines », pour le transport à grandes distances du pétrole et du gaz naturel, qui a été elle-même l'origine de la grande industrie des tuyaux en fer et acier laminés. La valeur totale annuelle des produits minéraux et métallurgiques de premier jet (non compris l'acier, considéré comme produit secondaire), s'évaluait, en 1884, à plus de deux milliards.

Avant l'ère des chemins de fer, les manufactures du pays étaient à peu près confinées aux États de l'Est, et surtout à ceux de la Nouvelle-Angleterre, mais, depuis que le centre de population s'est déplacé, de Baltimore, qui en marquait à peu près la place au commencement du siècle, à un point peu éloigné de la frontière entre l'Ohio et l'Indiana, où elle se trouve aujourd'hui, les filatures de

laine et de coton, les fabriques de tissus, les tanneries, les minoteries, les distilleries, les huileries, les raffineries, les ateliers de machines de toutes espèces, se sont répandus avec profusion dans tous les États de l'Union, sans en excepter les États du Sud, ouverts au travail libre depuis la guerre de Sécession.

Ce qui frappe surtout, dans cette multitude de manufactures, c'est la perfection de leur outillage, facteur principal de la production à bon marché, ici comme pour les industries agricoles et métallurgiques.

L'économie de la force motrice, d'abord négligée à cause de l'abondance du combustible, est maintenant étudiée avec soin et réalisée, soit par les machines à vapeur à double ou triple expansion, soit par les turbines perfectionnées, dont on trouve tant d'exemples dans les utilisations de chutes d'eau de la Nouvelle-Angleterre.



D ANS *cette marche en avant de toutes les activités, de tous les arts utiles, celui de l'ingénieur « sanitaire », hydraulicien, « gazier », électricien, ne reste pas en arrière; nous voyons, en effet, les grandes villes se pourvoir, de bonne heure, d'eau prise au lac ou au fleuve dont elles sont riveraines, se construire des systèmes d'égouts, des usines à gaz, des distributions de lumière électrique, et les petites villes imiter les grandes; si bien qu'il n'y aura bientôt plus, dans le pays, un centre de trois ou quatre mille habitants qui ne soit complètement pourvu de toutes ces commodités essentielles au bien-être matériel des populations. Tandis que la vulgarisation des principes d'hygiène publique conduit les municipalités à améliorer leurs conditions de salubrité, la densité croissante des populations et la souillure des cours d'eau qui en résulte, augmente les difficultés qu'elles rencontrent à se procurer de l'eau pure; on remonte les rivières jusqu'à leurs sources, on endigue les vallées, on perce les couches sédimentaires jusqu'aux nappes souterraines, à la recherche de nouvelles*

sources d'alimentation, et ces nouvelles entreprises conduisent souvent à des travaux remarquables, dont les aqueducs de Baltimore, de New-York, de Boston, de Chicago sont de beaux exemples.

La question de l'aménagement des eaux d'égout, devenue de plus en plus sérieuse, reçoit aussi l'attention des ingénieurs et se résout par les mêmes méthodes qu'en Europe; l'incinération des balayures et autres immondices se répand tous les jours davantage; sous le stimulant de la concurrence faite au gaz par l'électricité, de nouvelles inventions viennent abaisser le prix du premier et le rendre accessible aux foyers domestiques et aux petites industries urbaines, comme combustible et force motrice; enfin les incendies de Chicago et de Boston ne restent pas sans enseignements, on a enfin reconnu que le service des pompes à feu, partout si admirablement organisé, n'est effectif que pour les petites conflagrations, et l'on s'attache maintenant à mettre à l'abri du feu les nouvelles constructions de quelque importance par un meilleur choix des matériaux.



Si le voyageur, après avoir parcouru dans toute son étendue le domaine de cette grande république, et y avoir observé, sous toutes ses formes, l'infatigable activité de ses citoyens, cherche à résumer ses impressions et à en dégager le trait caractéristique de l'espèce, en tant que peuple travailleur, il ne peut manquer de reconnaître que ce qui le distingue surtout des habitants de l'Ancien Monde, est le peu de cas qu'il fait de la routine, et son goût prononcé pour les expériences. Européen transplanté sur une terre sauvage, il n'a pas tardé à s'assimiler la qualité maîtresse du sauvage, à compter surtout sur lui-même et à s'affranchir du joug de la tradition; constamment en présence de l'urgence, il s'est habitué à courir toujours au plus pressé et à couper court; en face de problèmes nouveaux, entouré de conditions essentiellement variables, il a reconnu qu'il fallait souvent changer de méthode et modifier ses procédés, que le plus court chemin aux résultats pratiques est

l'expérience, et sans oublier celle dont il avait hérité, il en a élargi le champ et vérifié les enseignements par des opérations souvent répétées. C'est à cette éducation, donnée par lui-même et par les circonstances, qu'il doit peut-être, autant qu'aux libéralités de la nature, la rapidité de sa fortune qui menace déjà de ses envahissements tous les marchés de l'Europe.

Cincinnati, 10 Avril 1889.

G. BOUSCAREN.

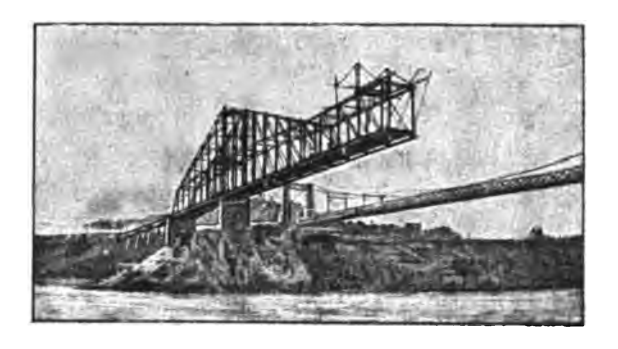


Fig. 2. — Pont Cantilever de St-John pendant le Montage.

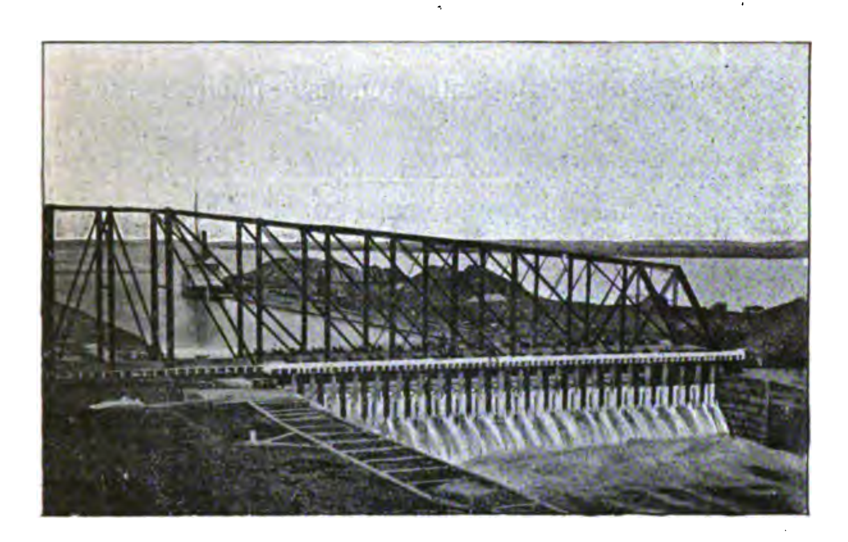


Fig. 3. — Barrage mobile supporté par une Passerelle tournante (Canal de Sault Sainte-Marie).

PRÉFACE

Envoyé, en 1886, en mission dans l'Amérique du Nord avec un camarade, M. Combarnous, ingénieur des Ponts et Chaussées, nous avons, dans un voyage de près de cinq mois, parcouru plus de 25.000 kilomètres sur le territoire américain, le traversant quatre fois dans sa largeur, visitant les grandes villes, les districts agricoles, les centres miniers et industriels et les régions nouvellement ouvertes à la colonisation, de Vancouver jusqu'à la Californie, sur le versant du Pacifique, et depuis l'embouchure du Saint-Laurent jusqu'à celle du Mississipi, sur le versant de l'Atlantique.

L'ouvrage dont nous entreprenons la publication est le résultat de cette mission[1].

M. Combarnous, séparé de nous dès le retour, n'a malheureusement pu prendre aucune part à la préparation de cet ouvrage.

Des documents qui nous ont servi, un petit nombre seulement ont été recueillis pendant notre séjour en Amérique; les autres ont été obtenus depuis, de la bienveillance des ingénieurs américains.


SI nous nous sommes décidé à venir parler de l'Amérique après d'aussi illustres devanciers que MM. Malézieux et Lavoinne et Pontzen, c'est d'abord parce que quelques années suffisent, sinon pour transformer les bases de la pratique américaine, du moins pour y introduire une foule de perfectionnements, fruits d'une liberté sans limite et d'une concurrence qui, jusqu'à ces dernières années, ne connaissait guère d'entraves;

C'est ensuite parce que, malgré les publications antérieures, les méthodes américaines ne nous semblent généralement pas appréciées à leur valeur, et que, dans nombre de cas, la connaissance imparfaite du *détail qui justifie*, porte les ingénieurs de l'Ancien Monde à juger audacieuses des solutions qui, étudiées de près, peuvent paraître simplement rationnelles;

C'est enfin parce que nous y avons été vivement engagé par des Ingénieurs qui tiennent un rang élevé dans le corps des Ponts et Chaussées, en particulier par MM. Guillain, Conseiller d'État, Directeur des Routes, de la Navigation et des Mines au Ministère des Travaux Publics, et E. Collignon, Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.

1. — Voir, dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, notre rapport sur la Mission (juillet 1888), et nos Notes sur les Chemins de fer (novembre 1888) et sur les Ponts (mars 1889).

ES travaux des ingénieurs américains sont l'objet de fréquentes attaques de la part des ingénieurs européens; — les journaux scientifiques anglais sont, en particulier, remplis de ces critiques, rédigées souvent avec plus d'animosité que de bonne foi, qui ont trouvé, en 1889, un écho dans le sein de la Société des Ingénieurs Civils de France.

Par suite de sa constitution essentiellement libérale, l'Amérique est, il est vrai, le théâtre naturel de toutes les spéculations. Il n'est donc pas étonnant que des sociétés sans scrupule, des municipalités véreuses abusent quelquefois de la liberté sans contrôle dont elles jouissent, au détriment de la fortune et de la sécurité publiques. Mais lorsqu'un pont s'écroule au passage d'un train, lorsqu'un réservoir rompt ses digues, traînant la mort et la dévastation sur le passage de ses eaux débordées, ce n'est pas, en général, aux ingénieurs qu'il faut s'en prendre, mais à la Compagnie de chemins de fer qui impose au pont un travail quatre ou cinq fois supérieur à celui pour lequel il a été construit, aux clubmen qui, comme ce fut le cas pour le réservoir de South-Fork, négligent de prendre les précautions les plus élémentaires pour sauvegarder la vie et la propriété humaines, menacées par leur instrument de plaisir.

Certes, dans un pays où l'activité est aussi intense, où la population des villes double en quelques années, où les voies ferrées et toutes les autres industries se développent avec une incroyable rapidité, la nécessité de faire vite prime quelquefois toute autre considération; tout ne saurait donc être pris indistinctement pour modèle. Mais, à part quelques exceptions regrettables, conséquences forcées d'un champ trop largement ouvert à l'initiative individuelle, les travaux des ingénieurs américains, et même ceux qui n'ont qu'un caractère essentiellement provisoire, sont générale-

ment empreints des deux qualités maîtresses auxquelles ce peuple a dû la rapidité de sa fortune : un sens pratique consommé et une absence absolue de parti pris ; et l'urgence et l'étendue des besoins à satisfaire ont même souvent une heureuse influence sur les méthodes adoptées, en proscrivant l'emploi des demi-mesures, et en nécessitant, dès l'abord, des solutions radicales et efficaces.

On ne peut donc s'empêcher de s'étonner que, tandis que les ingénieurs américains s'inspirent, dans leurs travaux, de tous les progrès réalisés dans l'Ancien Monde, on ne trouve, en Europe, que fort peu d'applications de leurs méthodes originales.

La publication des documents que nous avons recueillis peut donc avoir quelque utilité, en jetant un jour nouveau sur certains points intéressants de la pratique américaine et en faisant connaître les procédés différents des nôtres qui ont permis l'exécution, pendant ces dernières années, de tant d'œuvres remarquables.

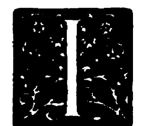
Possédant sur les sujets traités des renseignements très détaillés, nous nous sommes surtout efforcé de donner des ouvrages décrits des reproductions assez précises et assez complètes pour pouvoir servir de dessins d'exécution : c'était, croyons-nous, le seul moyen pratique de rendre utilement compte des progrès réalisés dans l'art de l'ingénieur par un peuple dans l'éducation duquel les théories tiennent si peu de place, et l'expérience a, au contraire, une si large part.

L'ouvrage est divisé, suivant l'ordre adopté par M. l'Inspecteur général Malézieux, en cinq parties, relatives :

1. — Aux ponts et viaducs ;
2. — Aux chemins de fer ;
3. — A la navigation intérieure ;
4. — Aux travaux maritimes ;

5. — Au génie municipal: voirie, égouts, alimentation en eau, etc., des grandes villes.

Les routes proprement dites jouent, en Amérique, un rôle trop peu important dans l'ensemble des voies de communication pour mériter un chapitre spécial; il en sera dit quelques mots à propos de la voirie des villes.



L nous reste, avant d'entrer en matière, à adresser un remerciement aux ingénieurs dont le cordial accueil nous a rendu notre tâche possible.

Aux qualités intellectuelles qui font de lui, en quelque sorte, un ingénieur de naissance, se joignent en effet, chez l'Américain, cette simplicité et cette affabilité dans les relations qui sont les meilleurs gages du succès.

Pendant notre voyage, nous avons été partout traités avec une bienveillance extrême. L'hospitalité que ce peuple accorde aux étrangers est, comme son œuvre, grande, étonnante. Nous regrettons de ne pouvoir citer ici la trop longue liste des personnes dont les communications nous ont facilité notre travail. Mais il en est quelques-unes dont le nom doit être mis en tête de ce livre, comme hommage public de reconnaissance : d'abord M. G. Bouscaren, Ingénieur Conseil à Cincinnati, l'un des ingénieurs les plus considérés de l'Amérique, qui, après nous avoir fait profiter de sa longue expérience sur toutes les parties du génie civil américain, a bien voulu servir, en quelque sorte, de parrain à cet ouvrage et en écrire l'introduction; puis M. John Bogart, secrétaire de la Société des ingénieurs civils d'Amérique, dont les nombreuses lettres de recommandation ont été pour nous la clé de l'Amérique; M. W. C. Van-Horne, alors directeur et maintenant président du Canadian Pacific Railway; MM. George S. Field et Charles Macdonald, ingénieurs-directeurs de l'Union Bridge Co;

M. D.-J. Whittemore, ingénieur en chef du Chicago, Milwaukee and Saint-Paul Railway; le général Meigs; M. George S. Morison, l'un des ingénieurs qui ont construit le plus de ponts en Amérique depuis dix ans; M. C. L. Strobel, Ingénieur en Chef de la Keystone Bridge Co; M. Théodore Cooper, ingénieur conseil à New-York; le colonel W.-E. Merrill, U. S. A.; M. A. Bonzano, vice-président et ingénieur en chef de la Phœnix Bridge Co; le capitaine Maclay, ingénieur du port de New-York; MM. Frank K. Hain et R.-I. Sloan, directeur et ingénieur en chef du Manhattan Elevated Railway; enfin, M. A.-N. Towne, directeur du Pacific System de la Southern Pacific Co et M. Frank Thomson, vice-président du Pennsylvania R. R.



Fig. 4. — Charrue à Neige rotative.

LES TRAVAUX PUBLICS

DE L'AMÉRIQUE DU NORD

PREMIÈRE PARTIE

PONTS ET VIADUCS

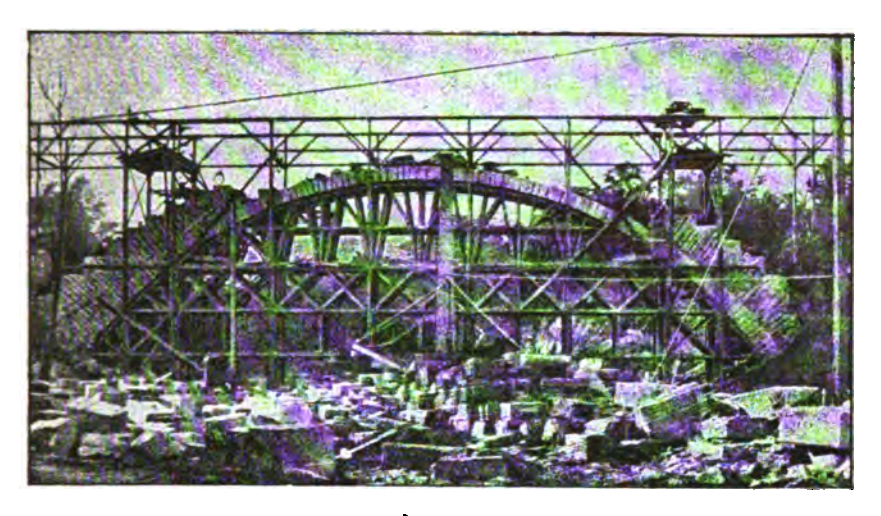


Fig. 5. — Pont-Aqueduc de Cabin-John, pendant la Construction du 2e Rouleau.

CHAPITRE PREMIER

HISTOIRE

DE LA CONSTRUCTION DES PONTS EN AMÉRIQUE



IL existe, en Amérique, peu de ponts ou de viaducs en maçonnerie; encore la plupart de ces ouvrages ont-ils été établis pour le service des eaux des grandes villes, comme, par exemple, le beau pont-aqueduc, d'une seule arche de 67m,10 de portée (fig. 5) construit, en 1859, sur la rivière de Cabin-John, pour amener à Washington les eaux du Potomac[1].

---

1. — Les dessins du Pont de Cabin-John ont été publiés dans le *Portefeuille de l'École des Ponts et Chaussées.*

Sur les routes et les chemins de fer, on ne rencontre guère que des ouvrages en bois ou en métal. Dans un pays où la pierre est presque partout rare, et où la plupart des voies ferrées se construisent, à l'origine, dans un but de spéculation, la maçonnerie aurait le triple inconvénient de prendre trop de temps, de coûter cher et d'engager l'avenir; et, alors même que le chemin de fer est depuis des années livré à l'exploitation, il conserve pendant longtemps son caractère d'installation provisoire, ce qui laisse une marge indéfinie pour le changement et le progrès, si l'entreprise prospère, et qui permet, au contraire, aux Compagnies, d'abandonner sans perte les lignes dont l'exploitation cesse d'être avantageuse. Cette manière de se débarrasser des lignes « qui ne paient pas », si contraire aux usages français, n'est pas, comme on pourrait le croire, réservée pour les solitudes désertes du Far-West : cette année même, le Pennsylvania R. R. a cessé ainsi d'exploiter un certain nombre de lignes de l'État de New-Jersey, contigu à celui de New-York, dont les recettes étaient devenues insuffisantes.

Des coutumes aussi différentes des nôtres suffisent pour expliquer l'absence presque complète d'ouvrages en maçonnerie sur les lignes américaines; toutefois, l'augmentation toujours croissante des charges roulantes a créé, depuis quelques années, aux Compagnies de chemins de fer qui desservent les ports de l'Atlantique, une situation nouvelle, et certaines d'entre elles, après s'être vues obligées de changer, successivement et à de courts intervalles, les ouvrages en bois ou en métal de leur ancienne voie *temporaire*, se sont décidées, pour les remplacer, à recourir à l'emploi de la maçonnerie sur les lignes qu'elles considèrent désormais comme *permanentes*[1].

Mais ces ouvrages sont généralement trop peu importants ou trop peu différents des nôtres pour mériter plus qu'une simple mention; nous les laisserons donc de côté en général et nous nous bornerons à l'étude des ponts en charpente et des ponts métalliques.

1. — *Temporary* et *permanent way*. — Le Pennsylvania R.R. est, en particulier, largement entré dans cette voie depuis quelques années.

E premier pont construit en Amérique dont ont ait connaissance est le « Grand Pont », établi, en 1660, sur le Charles River, entre Old-Cambridge et Brighton, auprès de Boston. Il se composait, comme la plupart des premiers ouvrages dont on retrouve la trace, de poutres de fort équarrissage, reposant sur des palées peu espacées.

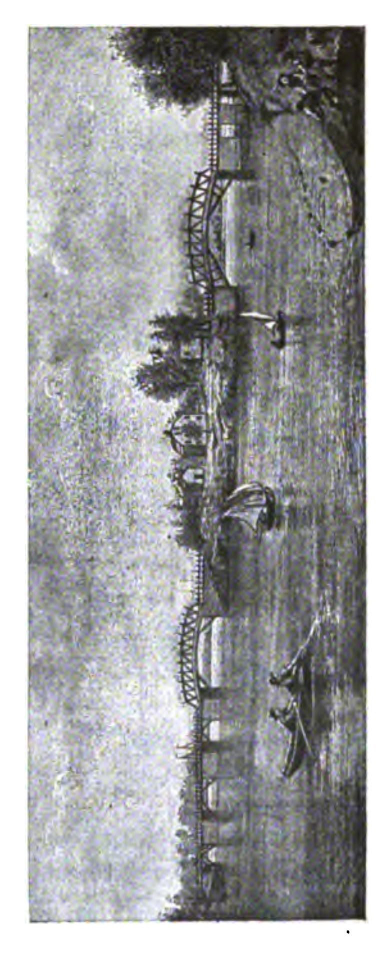


Fig. 6. — Pont d'Essex-Merrimack (d'après un Dessin ancien).

Quand le terrain ne se prêtait pas au battage de pieux, les piles étaient formées de coffres en charpente remplis de pierres, et, lorsque la nature des rivières ne permettait pas l'obstruction du lit par des piles nombreuses et nécessitait l'emploi de portées de quelque importance, c'est aux arches en charpente que l'on avait généralement recours.

Toutefois, ce n'est que vers la fin du XVIIIe siècle que la construction des ponts semble s'être développée. En 1761, Samuel Sewall franchit la rivière de York par un pont de 82m,29 (270') de long porté par treize piles; enhardi par son succès, il applique son système à divers autres ouvrages, à Boston même et aux environs de cette ville.

Les colonels William P. Riddle et Enoch Hale, construisent, de 1785 à 1792, des ponts atteignant jusqu'à 55 mètres de portée.

En 1792, Timothy Palmer établit le pont d'Essex-Merrimack (fig. 6) et, en 1794, celui de Piscataqua, long de 720 mètres,

avec une arche de 74m,37, et dès lors un grand nombre d'ouvrages analogues franchissent les rivières de la Nouvelle-Angleterre. L'un d'entre eux, celui de Howland's Ferry, R. I., comporte même une travée mobile glissante.

Les ponts du Schuylkill, à Philadelphie (Permanent Bridge, fig. 7 et 8), et de la Delaware, à Easton, Pa. (1804-1806, fig. 9 et 10), les dernières œuvres de Timothy Palmer, révèlent déjà un

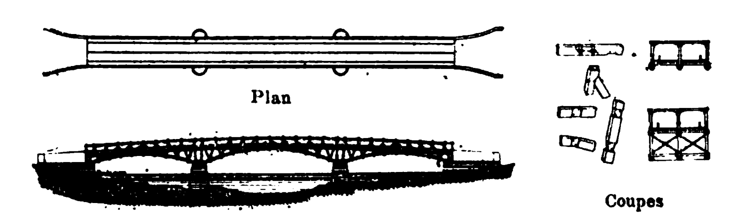


Fig. 7 et 8. — *Permanent Bridge* sur le Schuylkill.

degré avancé de perfection dans la construction des ponts en arc, lorsque Théodore Burr crée, en 1804, au pont de Waterford, sur l'Hudson, la première *poutre* en charpente (fig. 11 et 12).

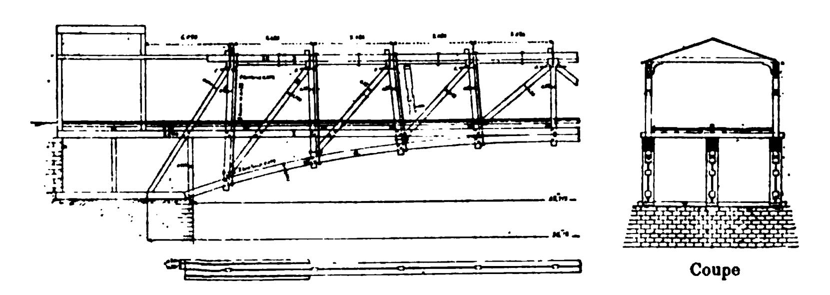
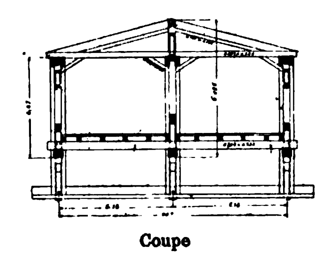


Fig. 9 et 10. — Pont sur la Delaware à Easton (demi-élévation).

Les ponts suspendus avaient, dès 1796, fait apparition en Amérique, et James Finley en avait construit un grand nombre, atteignant jusqu'à 60 mètres de portée. Mais le système primitif de ses « ponts à chaînes » et leur manque de rigidité les firent à peu près abandonner pendant toute la première moitié du XIXe siècle, en faveur des ponts en charpente.

La poutre Burr (fig. 11 et 12), pour laquelle son auteur avait pris,

en 1806, un brevet, — le premier du genre, — devint bientôt d'un emploi général et demeura la *poutre-type* (Standard truss), pour les grandes portées, jusqu'à l'invention de Howe.



Coupe

Théodore Burr, qui fut sans doute le plus remarquable ingénieur de cette époque, ne se renferma cependant pas dans l'application exclusive des poutres

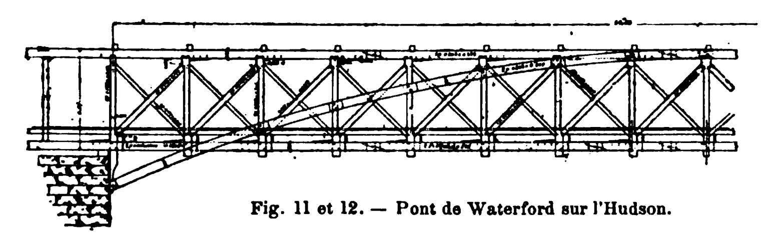
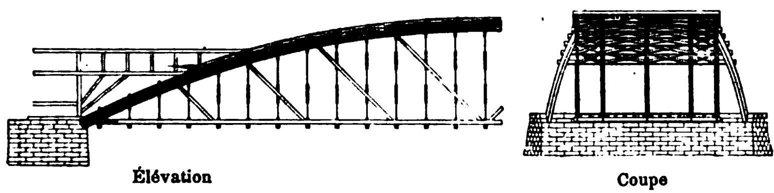


Fig. 11 et 12. — Pont de Waterford sur l'Hudson.

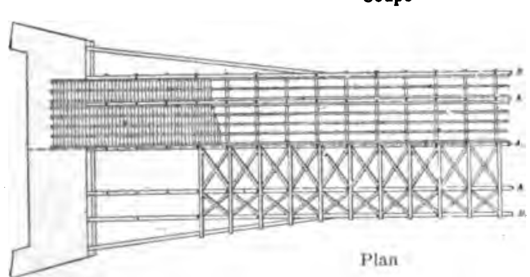
qu'il avait créées. On lui doit en particulier deux ponts de systèmes originaux, qui témoignent de la fécondité de son génie d'invention.

Le premier, établi à Trenton, sur la Delaware, en 1804-1806, et transformé en pont de chemin de fer en 1848, a servi jusqu'en 1875,



Élévation

Coupe



Plan

Fig. 13 à 15. — Pont sur la Delaware à Trenton.

époque où il a été remplacé par un ouvrage en métal. Ce pont, qui fut sans doute l'un des premiers exemples de *bow-strings*, comprenait cinq arches dont deux de 62 mètres de portée. Les arcs (fig. 13 à 15) supportant le

tablier à l'aide de chaînes, buttaient contre les culées et étaient, en outre, équilibrés par une « corde » inférieure; un élargissement de la base aux naissances, réalisé à l'aide d'arcs additionnels, en augmentait la stabilité latérale.

Le second, construit sur le Mowhawk à Schenectady, en 1808, est peut-être l'ouvrage le plus curieux qui ait jamais été bâti en charpente (fig. 16 à 18) : c'était un véritable pont suspendu, à câbles

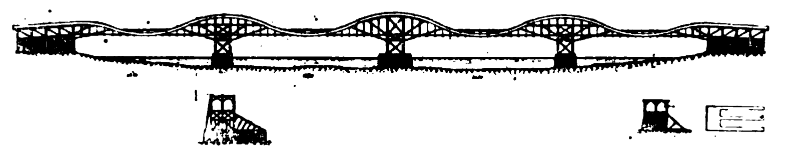


Fig. 16 à 18. — Pont sur le Mowhawk à Schenectady.

en bois, composés de nombreux cours de planches assemblées en long biseau. Ce pont a été remplacé, en 1873, par un ouvrage métallique.

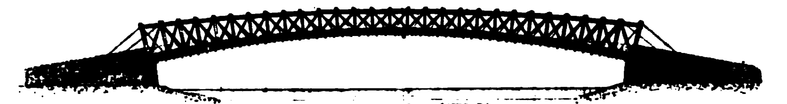


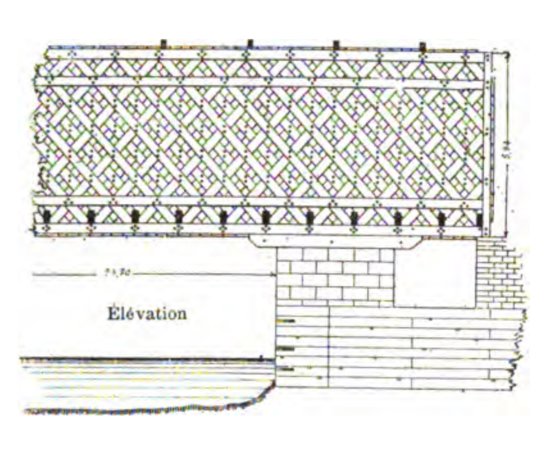
Fig. 19. — Pont sur le Schuylkill à Philadelphie « *The Colossus* ».



Fig. 20. — Pont de New Hope.

Parmi les successeurs de Burr, l'un des plus célèbres fut Lewis Wernwag, l'auteur du « Colosse » (1812), qui franchissait, d'une seule arche de 103^{m},73 de portée, le Schuylkill à Fairmount (Philadelphie). Ce pont, que la figure 19 représente, fut détruit, en 1838, par un incendie. Nous citerons, en outre, dans la longue liste des ponts, généralement dérivés de l'arche, établis par Wernwag, le pont de New Hope (1814) (fig. 20) et un pont Cantilever sur le Nashammony River, Pa (1810).

La poutre en treillis, brevetée en 1820, par Ithiel Town (fig. 21 à 23) et qui eut un grand succès lors de son apparition, fut la première ferme en charpente qui permît de franchir, sans l'aide d'arcs latéraux, des portées de quelque importance. Néanmoins, ainsi qu'à la poutre du lieutenant-colonel Long, le précurseur de Howe (1830), on y associait souvent encore des arcs pour les grandes portées. La première grande poutre Howe (fig. 24 et 25) fut construite, en 1840, à Springfield, Mass,



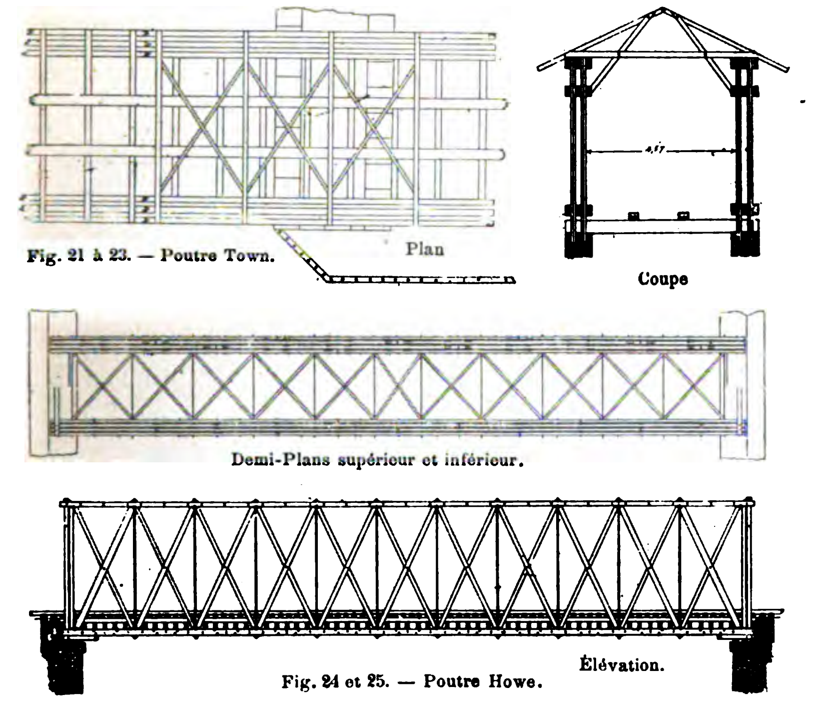


Fig. 21 à 23. — Poutre Town.

Fig. 24 et 25. — Poutre Howe.

sur le Connecticut River. Ce n'était pas le premier ouvrage de ce genre établi par son auteur, mais ce fut le premier essai du système sur une grande échelle, à partir duquel l'usage s'en répandit sur les routes et les chemins de fer. Malgré l'invention postérieure de la poutre Pratt, malgré quelques applications isolées des ponts en arcs, comme le beau pont de Cascade Gleen (fig. 26 à 28), construit par le colonel Julius Adams, en 1847 (voir le *Portefeuille de l'École des Ponts et Chaussées*), la poutre Howe est restée le type des ponts en charpente pour chemins de fer, tandis que la poutre Pratt donnait naissance à la plupart des types aujourd'hui usités dans la construction métallique.

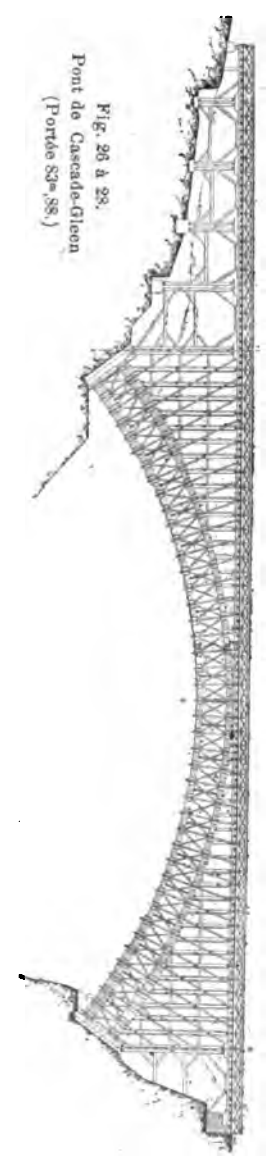


Fig. 26 à 28. Pont de Cascade-Gleen (Portée 83m,88.)

La première idée de l'application du métal à la construction des ponts remonte, en Amérique, à 1786. A cette époque, Thomas Paine fit, pour un pont sur le Schuylkill, à Philadelphie, trois modèles dont l'un était en bois, le second en fonte et le troisième en fonte et fer. Il vint à Paris, en 1787, pour y proposer la construction d'un pont d'une seule arche de 122 mètres, et fit même exécuter, en Angleterre, des arcs d'essai de 27 mètres de portée; mais la part qu'il prit à la Révolution l'empêcha de mettre ses idées en pratique et il ne put, à son retour en Amérique, faire adopter ses vues par le Congrès.

En 1830, Long et Town proposèrent aussi l'application du

métal à leurs ponts et, en 1833, Auguste Canfield prit un brevet pour un pont en métal; mais le premier pont métallique réellement exécuté aux États-Unis semble avoir été celui construit, en 1840, par Earl Trumbull, sur le Canal Erié à Frankford, N. Y. La même année, d'ailleurs, Squire Whipple établit son premier pont en forme de trapèze *(trapezoïdal truss)* et, en 1841, il prit un brevet pour ce système, qui reçut aussitôt de nombreuses applications.

Parmi les premiers ponts en métal d'autres types, nous citerons seulement une poutre pleine en tôle, construite par James Millhol-

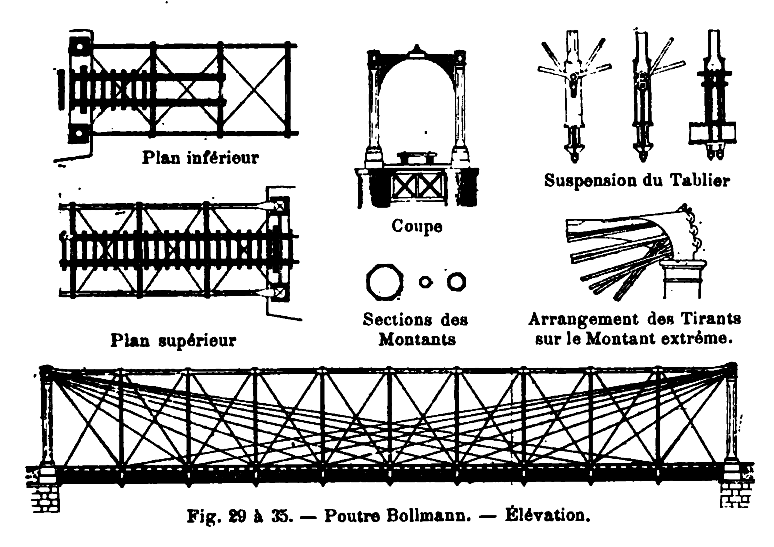


Fig. 29 à 35. — Poutre Bollmann. — Élévation.

land, en 1846-47, pour le Baltimore and Ohio RR, une poutre Howe en métal de Frédérick Harbach (1846), et les ponts du système Rider[1], qui eurent un succès momentané sur diverses lignes de chemins de fer (1847-1850).

La chute du pont sur la Dee, en Angleterre, suivie de celle d'une poutre Rider, en 1850, retarde le développement de l'emploi du métal; mais, après quelques vicissitudes, la construction métallique reprend sous l'impulsion de M. Benjamin H. Latrobe, alors ingénieur en chef du Baltimore and Ohio R.R. qui fait exécuter

1. — La poutre Rider était composée de semelles parallèles reliées par un système multiple de poteaux verticaux et de tirants obliques, comme les poutres rigides des ponts suspendus actuels.

quelques poutres Bollmann (fig. 29 à 35) ainsi qu'un grand nombre de ponts d'après le système inventé par son second, Albert Fink (fig. 36 à 55). Les ponts métalliques se multiplient dès lors sur les voies ferrées et en 1852-53, Whipple fait, pour la première fois,

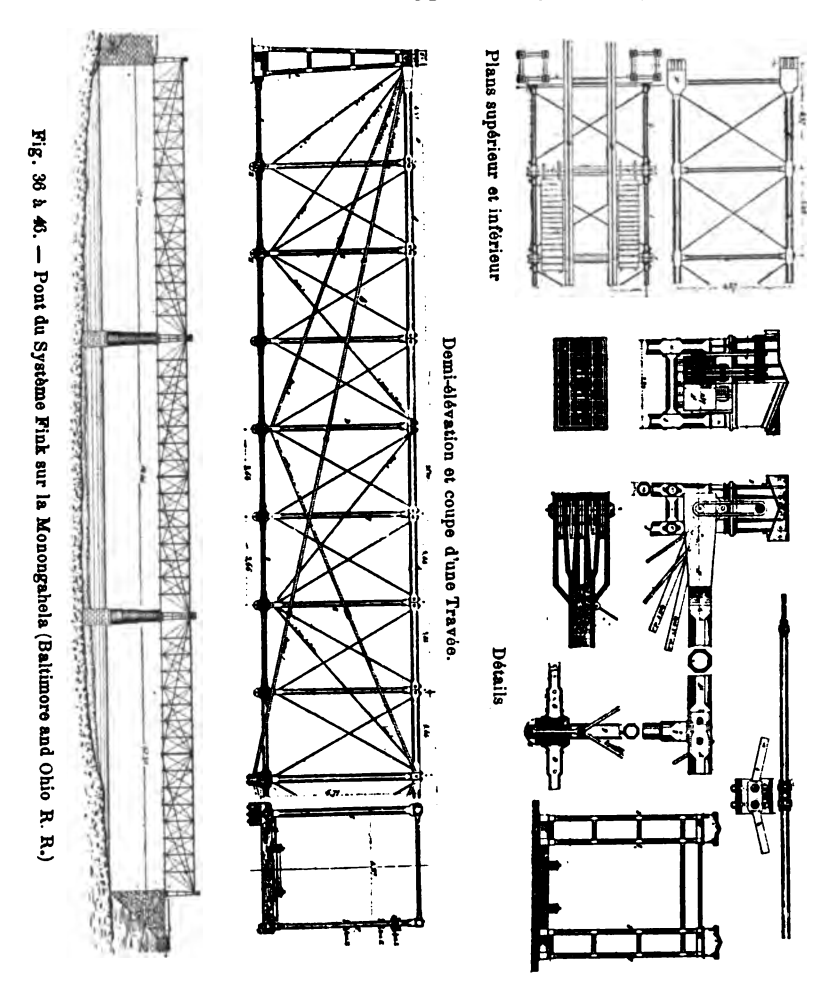


Fig. 36 à 46. — Pont du Système Fink sur la Monongahela (Baltimore and Ohio R. R.)

usage du système Pratt double à montants extrêmes inclinés, qui a gardé son nom, pour un pont de $44^{m},50$ de portée sur le Rensselaer and Saratoga R.R. (fig. 56 à 58).

De 1851 à 1861, le Pennsylvania R. R. établit, sur ses lignes de l'Ouest, un grand nombre de ponts, construits dans les ateliers de

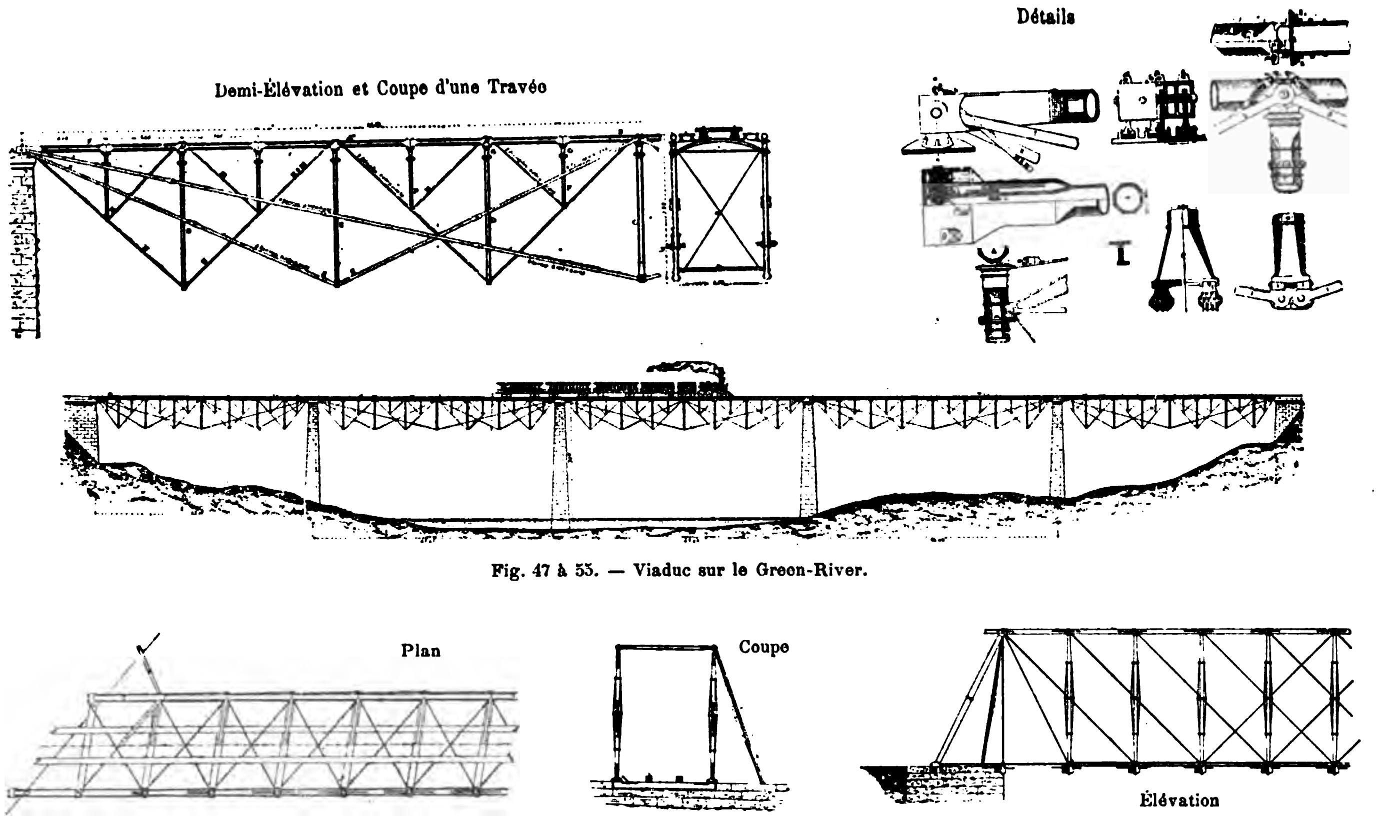


Fig. 47 à 55. — Viaduc sur le Green-River.

Fig. 56 à 58. — Pont du Système Whipple sur le Rensselaer and Saratoga R. R.

la Compagnie, en forme de poutres Pratt, additionnées d'arcs latéraux.

En 1857, M. F.-C. Lowthorp construit son premier pont de chemin de fer (fig. 59 et 60) sur le Catasauqua and Foglesville R. R. Pa., comprenant onze travées, d'une longueur totale de

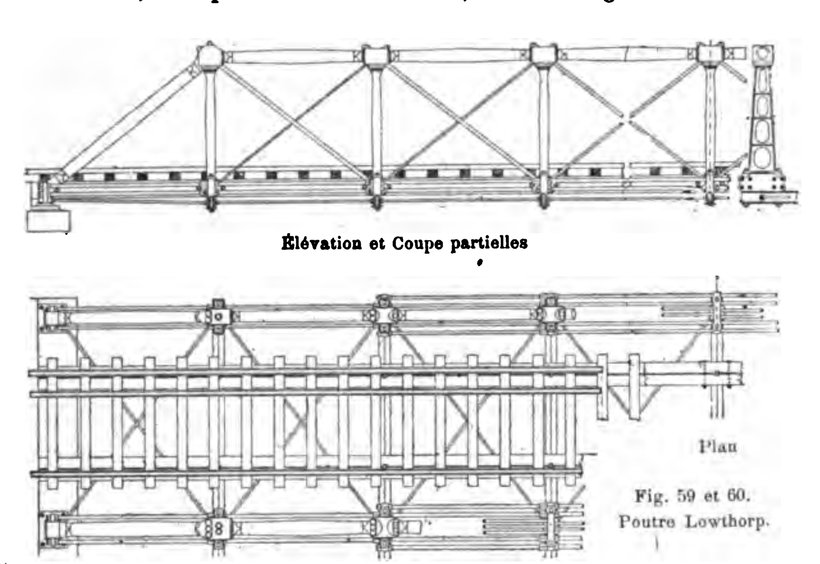
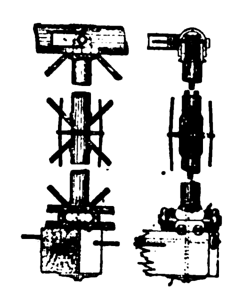


Fig. 59 et 60. Poutre Lowthorp.

341m,98, supportées par des tours métalliques de 27m,12 de hauteur. C'est le premier viaduc métallique américain.

La fonte jouait le principal rôle dans les premiers ponts métalliques. Les assemblages des pièces comprimées se faisaient généralement par emmanchement et les organes de tension, pour lesquels l'emploi du fer était nécessaire, étaient, soit de simples tiges, filetées à leurs extrémités, et maintenues par des écrous dans des douilles portées par les pièces en fonte, soit de véritables maillons de chaînes, qui prenaient des tourillons venus de fonte sur les pièces comprimées (fig. 61 à 66).


Fig. 61 à 66. — Pont sur la Rensselaer and Saratoga R. R. Détails.

L'invention du système articulé est relativement récente : d'après M. Théodore Coo-

per, le plus ancien ouvrage, où l'on trouve des barres de fer terminées à leurs deux extrémités par des boucles et assemblées à l'aide de chevilles forgées, est un pont de 50 mètres de portée, construit en 1858-59, par John-W. Murphy, sur un canal, à Philipsburg, N. J. Mais la création de la *barre à œils*, dans sa forme moderne, est due à John-H. Linville, qui en fit, en 1861, la première application à un pont sur le Schuylkill, où furent introduits, en même temps, pour la première fois, des montants en

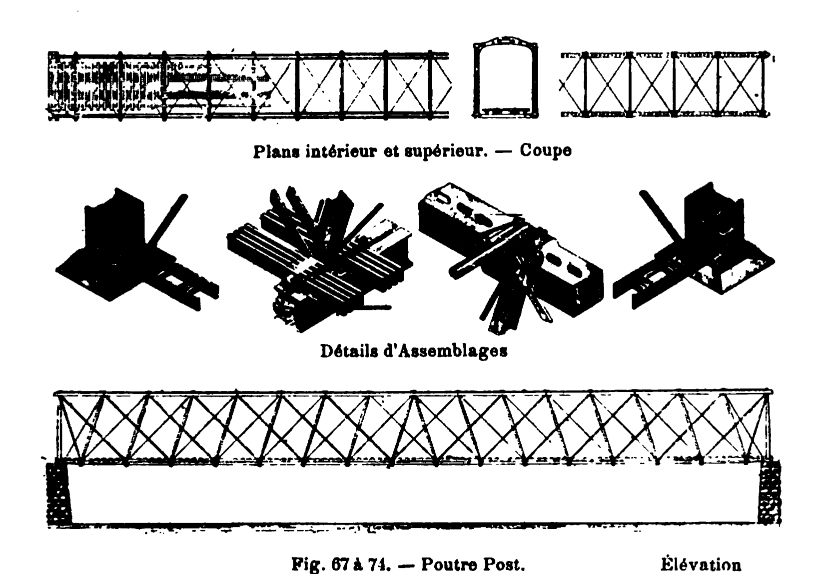


Fig. 67 à 74. — Poutre Post.

fer; et c'est John-W. Murphy qui étendit, en 1863, l'emploi du fer à la construction des semelles supérieures, dans un pont sur le Lehigh, dans la vallée de Mauch Chunk.

Le système articulé des ponts américains était dès lors créé dans ses grandes lignes, ainsi que les types principaux, à part la poutre Post (fig. 67 à 74) qui date de 1865.

Quant à la construction rivée, M. Howard Carroll avait commencé, dès 1859, à en faire l'application à des poutres en treillis de 10 à 30 mètres de portée, pour le New-York Central R.R. et la bonne exécution réalisée dès ces premiers essais, décida de l'adoption définitive du système par cette compagnie et les voisines,

qui sont restées les champions de la construction rivée en Amérique. Le pont en treillis de Pittsburgh sur l'Allegheny, qui comporte cinq travées de 54^m,25, fut construit en 1864 par M. Félicien Slataper. Enfin, les ponts suspendus, repris par M. Chas. Ellet, en 1842 (ponts de Fairmount, 109^m,12 et de Wheeling, 307^m,85), recevaient successivement les divers perfectionnements, grâce aux-

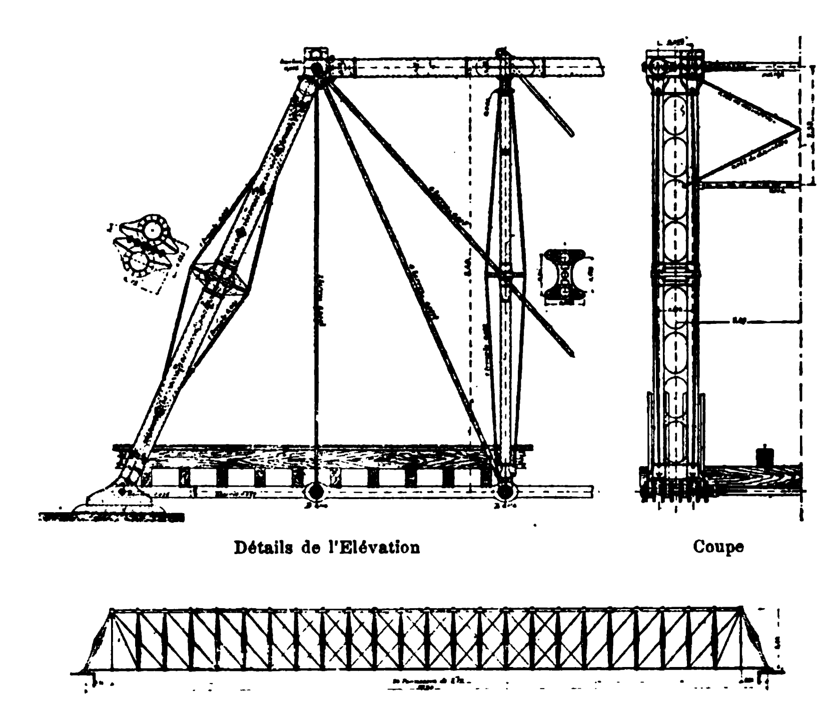


Fig. 75 à 77. — Pont de Steubenville, sur l'Ohio.

quels John-A. Rœbling et, après lui, son fils W. Rœbling devaient les appliquer avec tant de succès aux ponts de Niagara (250^m,50) (fig. 105 et 109) de Cincinnati (322 mètres) et, enfin, à l'admirable pont de Brooklyn (486^m,30) (fig. 111 et suivantes)..

La complication et l'imperfection des premières poutres américaines, entraînant une augmentation rapide des difficultés de construction avec la portée, en limitaient forcément l'emploi. Ce fut M. Linville qui inaugura, en 1863-64, l'ère des grandes portées, par la travée de 97^m,54 du pont de Steubenville (fig. .75

à 77), le premier pont construit sur l'Ohio. M. Fink suivit, au pont de Louisville (fig. 78 et 79), avec deux travées de 109m,73 et 118m,87. Puis vinrent les ponts de Bellaire, de Parkersburg, de Cincinnati et Newport, tous trois établis par M. Linville, ce dernier comprenant une travée de 128m,01.

Mais ce fut surtout la construction du pont de Saint-Louis, du pont du Cincinnati Southern R.R. à Cincinnati et du viaduc du Kentucky River, qui fit faire un pas décisif à la construction métallique, jusqu'alors abandonnée sans contrôle à l'initiative de quelques compagnies, en la faisant entrer dans la voie vraiment rationnelle et pratique d'où sont sorties les méthodes modernes.

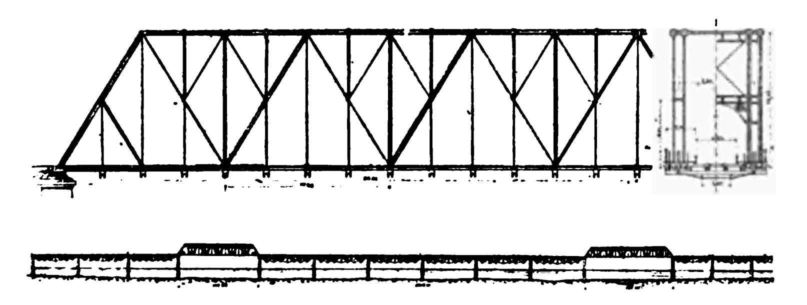
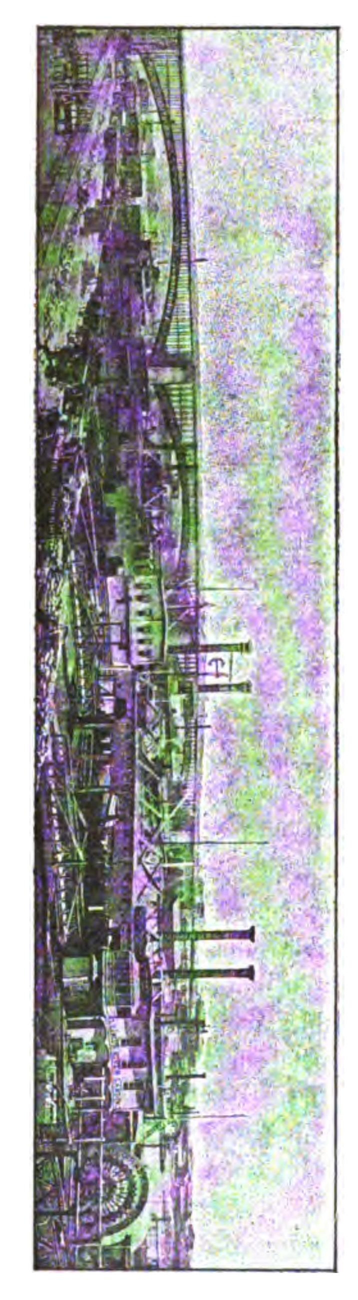
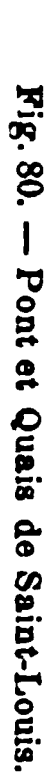


Fig. 78 et 79. - Pont de Louisville sur l'Ohio.

Le pont de Saint-Louis (fig. 80), construit de 1868 à 1874 par le capitaine Eads, et qui comprend deux arches de 153m,31 et une de 158m,50, révéla, par le succès complet de l'érection sans échafaudages de consoles équilibrées de plus de 175 mètres de longueur, les avantages des procédés de montage en porte-à-faux qui ont reçu depuis de si remarquables applications. En outre, l'étude minutieuse des qualités du métal employé, qu'entraîna la construction de ce bel ouvrage, et les essais de résistance qui furent alors faits, pour la première fois, sur des pièces exécutées en vraie grandeur, firent non seulement avancer la science de la *résistance des matériaux*, mais donnèrent encore naissance aux *essais de pièces achevées,* qui sont restés un des caractères distinctifs de la pratique américaine.

Pour la construction du pont de Cincinnati, du viaduc du Ken-



Fig. 80. — Pont et Quais de Saint-Louis.

tucky River et d'un certain nombre d'autres ouvrages métalliques de moindre importance. tous destinés au Cincinnati Southern R.R., un concours fut ouvert entre le diverses compagnies de construction, sur un cahier des charges dressé par M. G. Bouscaren, alors ingénieur en chef du chemin de fer. Les clauses les plus importantes de ce cahier, le premier du genre, étaient : la substitution, pour le calcul des efforts, des charges réelles aux surcharges uniformes généralement usitées, et l'obligation pour les concurrents de fournir des *membres de compression,* exécutés en vraie grandeur, pour être soumis à des essais de résistance. Les résultats de ce concours furent :

1. — La construction, au pont de Cincinnati, par la Keystone Bridge Co et sur les dessins de M. Linville, son président, d'une travée de 157 mètres — portée sans précédente pour une poutre américaine, et qui n'a été dépassée, dans les ouvrages à travées indépendantes exécutés depuis lors, qu'aux ponts de Henderson (159^{m},10), de Cincinnati et Covington (167^{m},64), et de Cairo (157^{m},88), également sur l'Ohio;

2. — La création, par M. Shaler Smith, pour la traversée du Kentucky River, du premier type de

poutre à consoles (cantilever), construite en porte-à-faux (3 travées égales de 114m,30);

3. — Une grande simplification des procédés de construction en usage et la suppression de la fonte dans les assemblages principaux par suite de l'abandon des fers de formes spéciales exclusivement employés jusqu'alors par quelques Compagnies;

4. — Enfin l'établissement, à la suite des expériences de M. Bouscaren, d'un certain nombre de formules, relatives à la résistance des pièces comprimées, qui servent encore, en Amérique, pour le calcul des ponts.

La chute du pont d'Ashtabula, en 1876, contribua aussi puissamment au progrès commencé, en forçant toutes les compagnies de chemins de fer à s'inquiéter du degré de sécurité des ouvrages existant sur leurs lignes; et la mise au jour des défauts des anciens ponts, qui en résulta, amena de nombreuses améliorations dans les détails des constructions[1].

De nos jours, les progrès successifs réalisés, sous l'aiguillon de la concurrence, par les compagnies rivales, et les études pratiques d'un certain nombre d'ingénieurs de grand talent, qui se sont fait une spécialité dans cette partie, ont amené l'art des constructions métalliques à un degré élevé de perfection[2].

La fonte a entièrement disparu, avec les manchons et autres systèmes rigides d'assemblage auxquels elle servait, des ouvrages métalliques, où se développait le principe de la construction actuelle, entièrement articulée. L'acier, employé pour la première fois au pont de Saint-Louis, a peu à peu remplacé le fer dans la majeure partie des structures et la généralisation de l'emploi de ce métal a eu pour effet une augmentation considérable des portées courantes.

1. — Nous avons fait de nombreux emprunts, tant pour les figures que pour le texte, dans la partie historique qui précède, à une notice de M. Théodore Cooper, ingénieur conseil à New-York, sur *les ponts de chemins de fer en Amérique*, publiée, en juillet 1889, dans les *Transactions* de la Société des ingénieurs civils d'Amérique.

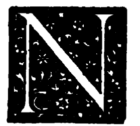
2. — Nous citerons, en particulier, MM. Shaler Smith, C. C. Schneider, Théodore Cooper, George S. Morison, C. L. Strobel èt les ingénieurs de l'Union Bridge Co. MM. Charles Macdonald, George S. Field, C. S. Maurice et Edmund Hayes.

Les systèmes de fondations à l'air comprimé, dont l'application avait été poussée à ses extrêmes limites aux ponts de Saint-Louis et de Brooklyn ont été depuis surpassés par le procédé plus humain des fondations par caissons ouverts, foncés à l'aide de dragages, qui permet de descendre à des profondeurs presque illimitées sans exposer la vie des ouvriers.

Enfin, l'introduction dans la pratique des poutres à grands *panneaux,* mieux appropriées aux grandes ouvertures que les anciens systèmes à mailles serrées, la création des ponts suspendus rigides et des ponts *cantilevers*, qui peuvent franchir sans échafaudages les plus longues portées, et les perfectionnements considérables réalisés pendant ces dernières années dans les procédés de la métallurgie et de la construction permettent de dire qu'il n'est plus, à l'heure actuelle, sur le continent américain, un fleuve qui puisse arrêter les ingénieurs.

Un nombre élevé de ponts et de viaducs remarquables ont été jetés sur des gorges profondes, comme celles des rivières de Niagara, de Kentucky, de Saint-John, en travers de fleuves immenses comme le Missouri, le Mississipi, l'Ohio, le Saint-Laurent et même l'Hudson, de bras de mer comme l'East River, et les constructeurs américains ont porté jusqu'en Australie le succès de leurs procédés de construction.

L'ère des grandes entreprises est ouverte : l'ingénieur est désormais maître de son art et le capital afflue de toutes parts, dès qu'un grand projet est mis au jour. Aussi, cette année et les années suivantes verront-elles sans doute la vallée de l'Hudson, le bas Mississipi, le Saint-Laurent, la rivière de Sacramento, la Colombie, le Colorado, se couvrir de ponts gigantesques, destinés à remplacer les immenses bacs à vapeur qui servaient jusqu'à ce jour à transporter les trains d'une rive à l'autre de ces fleuves.


ous rappellerons seulement, pour mémoire, les poutres types anciennement usitées en Amérique; elles portent, en général, le nom de leur inventeur : Burr, Howe, Pratt, Bollmann, Fink, Lowthorp, Whipple ou Linville, Pettit, Post. La poutre Warren est plus communément désignée en

Amérique sous le nom de poutre triangulaire, simple ou multiple.

Des poutres Burr et Howe, qui étaient plus particulièrement appropriées à la construction en charpente, la poutre Howe est maintenant seule employée.

Parmi les autres qui s'appliquent à la construction métallique, un certain nombre, les poutres Bollmann, Fink, Lowthorp et Post sont maintenant abandonnées, à cause de leur imperfection ou de leur complication. Nous en avons donné quelques dessins et nous renverrons, pour une description plus étendue, aux ouvrages de MM. Malézieux, Comolli et Lavoinne et Pontzen, qui renferment, sur chacune, des renseignements très complets.

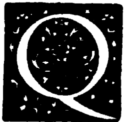
L'Atlas renferme les diagrammes des poutres que la pratique a définitivement consacrées. Ce sont les poutres Pratt et Warren et un certain nombre de leurs dérivées, qui se construisent d'ordinaire dans le système articulé. Les ponts rivés ne s'emploient guère que pour les petites portées; les poutres rivées de quelque importance appartiennent en général au système Warren multiple.

Ces divers types ont dû la généralisation de leur emploi, à l'exclusion des autres systèmes, à la simplicité et à la facilité de mise en œuvre des éléments qui les constituent, et l'on peut dire, d'une manière générale, que, pendant ces dernières années, les ingénieurs américains semblent avoir eu moins en vue la recherche de *fermes* nouvelles que la réalisation, dans leurs constructions, à l'aide de perfectionnements incessants du détail des poutres anciennes les plus simples, des avantages suivants : répartition rationnelle des efforts, économie et meilleure utilisation du métal, réduction de la main-d'œuvre en général et surtout du travail de chantier.

Cette dernière considération a fait à peu près bannir, pour un temps du moins, les ponts suspendus et les ponts en arc qui avaient semblé, à une certaine époque, présenter quelques avantages pour franchir de grandes portées : la cherté de la main-d'œuvre, si grande en Amérique, compensait, et au delà, la légère économie de métal que ces types permettent de réaliser. Aussi n'avait-on point construit de pont en arc depuis le pont de Saint-Louis, ni de pont suspendu depuis celui de Brooklyn : cette année, un pont comprenant deux arches de 510' (155^{m},45) vient

d'être construit sur le Harlem River à Manhattan, faubourg de New-York et il est question d'un assez grand nombre de projets de ponts suspendus sur l'Hudson et le Mississipi : nous citerons, en particulier, le grand pont suspendu dont M. G. Lindenthal a présenté, en 1888, le projet à la Société des Ingénieurs civils d'Amérique.

Ce pont, qui doit franchir l'Hudson à New-York même, comporte une travée centrale de $869^{m},25$ (2,850') et deux latérales de $457^{m},50$ (1,500').



UOIQU'IL en soit, le véritable pont américain est la poutre articulée *(truss-bridge)*, dans laquelle les pièces des fermes sont en général soumises exclusivement à une seule nature d'efforts, tension ou compression, et ne subissent jamais de moments fléchissants importants. Seul, le tablier *(floor system)*, c'est-à-dire les pièces de pont et les longerons, supportent forcément des efforts de ce genre.

Jusqu'à ces dernières années, il n'était, en général, fait usage de poutres simples que pour des portées ne dépassant par 50 mètres; au delà, l'on avait recours aux poutres multiples ou quelquefois aux poutres complexes; et l'exemple de la grande travée de $158^{m},30$ du pont du Cincinnati Southern Ry avait montré que le système Whipple ou Linville double pouvait s'étendre aux plus grandes ouvertures.

Ce système a depuis servi à établir un nombre considérable de grands ouvrages, comprenant des travées de 100 à 150 mètres (ponts de Plattsmouth, de Bismarck, d'Omaha, de Blair Crossing, de Beaver, de Sibley, de Randolph Bluffs); cette année même l'Union Bridge Co a construit dans ce système à Cairo, sur l'Ohio, sur les dessins de M. G. Morison un pont immense qui se compose de trois travées de $76^{m},20$, sept de 122 mètres et deux de $158^{m},50$.

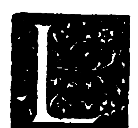
Néanmoins les poutres multiples sont généralement tombées en défaveur, depuis quelques années, en raison de l'incertitude que la multiplicité du système entraîne dans la répartition des efforts, et l'on a maintenant recours, de préférence, aux poutres complexes et même aux poutres simples.

Les systèmes complexes ne sont pas, en général, d'invention ré-

cente, mais on n'avait pas reconnu les avantages qu'ils présentent pour les grandes ouvertures, et, à part les grandes travées de 112^{m},85 et 122 mètres du pont de Louisville, on en limitait généralement l'application à des portées moyennes de 40 à 60 mètres[1].

Ces systèmes sont au contraire maintenant à peu près *exclusivement* usités pour les très grandes ouvertures, et ont servi à établir un certain nombre de travées libres et cantilevers dont la portée dépasse 160 mètres (ponts de Cincinnati et Covington, de Poughkeepsie, viaduc sur le Kentucky à Tyrone, nouveau pont de Saint-Louis ou Merchant's bridge, Pont des Aiguilles ou de Red Rock, etc.)[2].

Enfin les systèmes simples eux-mêmes ont été appliqués à des ponts de grande portée. Nous citerons en particulier le pont construit en 1885 par la Keystone Bridge Co, sur les dessins de M. Vaughan, à Henderson sur l'Ohio, dont la travée marinière a 160^{m},01 de portée (525'), et celui que l'Union Bridge Co vient d'achever à l'embouchure de la rivière de Hawkesbury (Nouvelles-Galles du Sud), et qui se compose de sept travées de 124^{m},30 et cinq de 126^{m},79.

ES ponts à travées séparées ont, quel qu'en soit le système, le grave inconvénient de nécessiter la construction préalable d'échafaudages en charpente, et l'on conçoit que, indépendamment de la dépense qu'entraîne toujours la construction de cet ouvrage accessoire *(false-work)*, il est des cas où la profondeur des ravins à franchir, la rapidité du courant, les glaces en hiver, les bois et les débris flottants en temps de crue la rendent pratiquement impossible. C'est en vue de

1. — « Il faut reconnaître que la ferme Pettit ne présente pas de garanties de rigidité aussi grandes que celles où toutes les charges sont transmises directement aux points d'articulation des semelles, reliés dans chaque panneau par un double système de diagonales et que l'accumulation des charges sur les montants verticaux la rend moins propre à franchir les grandes portées que les fermes à croisement » (systèmes multiples). Lavoinne et Pontzen. Tome I p. 160.

2. — Le premier et le dernier de ces ouvrages ont été construits par la Phœnix Bridge Co., les autres par l'Union Bridge Co.

résoudre ce genre de problèmes que furent créés les grands ponts suspendus et le beau pont en arc de Saint-Louis, monté, comme on le sait, sans échafaudages.

Le problème du montage en porte-à-faux des poutres droites fut, ainsi que nous l'avons dit plus haut, résolu pour la première fois au viaduc du Kentucky River, construit pour le Cincinnati Southern R.R. par M. Shaler Smith, sous la direction de M. G.

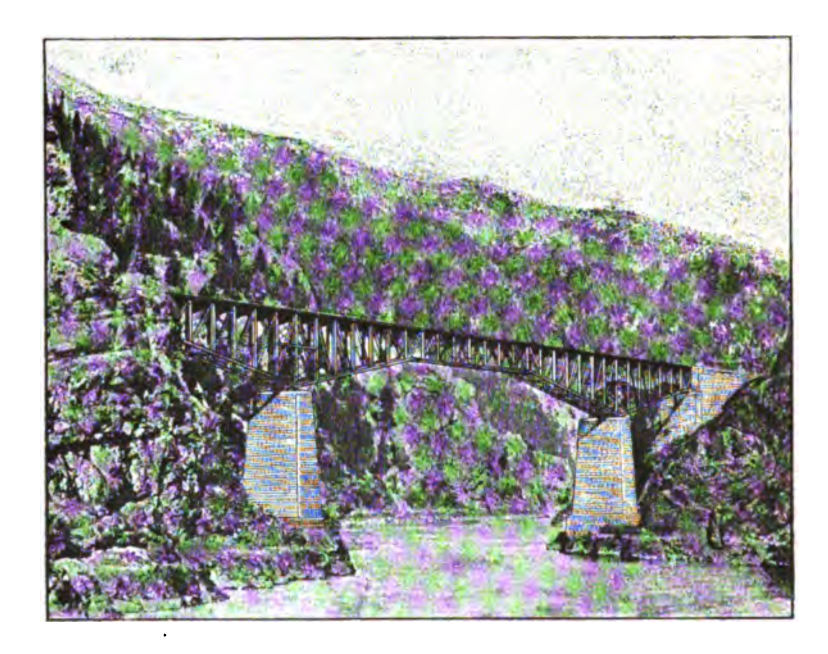


Fig. 81. — Pont Cantilever du Frazer Cañon (Canadian Pacific-Railway).

Bouscaren. Depuis, ce système, connu sous le nom de *Cantilever bridge,* ou *pont à consoles,* a été appliqué, avec quelques modifications, à un certain nombre de grands ouvrages. Mais, quel que soit le type de poutre adopté, un système cantilever comporte au moins trois travées solidaires et l'on peut distinguer les ponts de ce genre en deux grandes classes :

1. — Les ponts Cantilevers du type Kentucky, dans lesquels la travée centrale se prolonge au delà de ses supports et porte les travées de rive ;

2. — Les ponts Cantilevers du type Niagara, qui dérivent du type appliqué pour la première fois par M. C. Schneider aux ponts du Frazer Cañon et de Niagara-falls, et dans lesquels les travées de rives se prolongent (fig. 81) en forme de *consoles* (cantilevers) et supportent la travée médiane.

L'un et l'autre de ces systèmes présentent à des degrés divers les deux avantages suivants : économie de métal et facilité de montage en porte-à-faux ; mais nous verrons que l'on a été généralement conduit, dans un grand nombre d'ouvrages existants, à tirer surtout parti du second de ces avantages, au détriment du premier et que l'on a même été plus loin au pont de Lachine[1], sur le Saint-Laurent, où les ingénieurs ont préféré sacrifier entièrement l'économie du système pour s'affranchir des points délicats qu'il présente.

Le pont de Lachine, bien que monté d'après le principe *Cantilever,* c'est-à-dire en porte-à-faux (fig. 82), constitue en réalité une véritable poutre continue sur cinq appuis[2].



ous avons parcouru d'une manière rapide les grandes étapes franchies depuis quelques années en Amérique par l'art de la construction; nous allons maintenant exposer avec quelques détails les dispositions adoptées pour les types principaux et les avantages qu'ils présentent.

Nous examinerons successivement les ponts en charpente, les ponts suspendus, les ponts en arc, les poutres américaines discontinues, les ponts cantilevers, les ponts mobiles, les viaducs; et nous comparerons, au point de vue économique, les divers systèmes de ponts américains entre eux et avec les ponts construits dans l'Ancien Monde; enfin nous étudierons les détails mêmes de la construction des ponts en Amérique, les systèmes de concours

1. — Cet ouvrage a été construit en 1886-1887, par la Dominion Bridge Co., sur les dessins et sous la surveillance de M. C. Shaler Smith, pour le Canadian Pacific-Railway.

2. — Cf. notre Note sur la construction des Ponts métalliques en Amérique. (*Annales des Ponts et Chaussées*, année 1889, T. I, p. 466.)

et d'adjudication entre les ingénieurs et les Bridge Cos., la manière dont s'établissent les projets, la nature et la qualité des métaux employés, le travail à l'usine et les essais qui permettent de se rendre compte des qualités du métal brut et mis en œuvre.



Fig. 82. — Pont Cantilever de Lachine, sur le Saint-Laurent pendant le Montage.

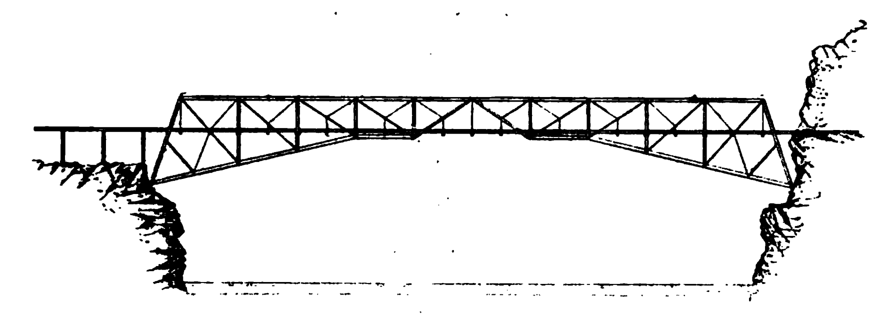


Fig. 83. — Pont de Lillooet.

CHAPITRE II

PONTS EN CHARPENTE



Les systémes usuels de ponts en bois et en bois et métal, ou mixtes *(combination trusses)*, ont déjà été décrits dans les ouvrages antérieurs, et l'on n'a guère apporté de modifications au principe de leur construction pendant ces dernières années.

La plupart des ponts en charpente que l'on rencontre en Amérique se rapportent à peu près exclusivement aux types Burr, Howe ou Pratt.

La poutre Burr est, ainsi que nous l'avons vu, l'un des plus anciens systèmes de ponts américains exclusivement en bois. Elle se compose d'une poutre droite, consolidée par deux arcs latéraux en charpente. Dans les anciens ponts de ce système, comme le pont de Waterford (fig. 12, 13 et 84), la poutre droite était formée de semelles parallèles, reliées par des poteaux verticaux et par deux systèmes croisés de montants inclinés. Il n'entrait pas de fer dans la construction, dont toutes les parties étaient assemblées à l'aide de chevilles en bois.

Dans les ponts plus récents, les montants inclinés qui s'écartent du centre, ou *contre-montants*, sont supprimés et remplacés par des *contre-tirants* en fer juxtaposés aux *montants* dirigés vers le centre, comme l'indique le dessin qui figure dans l'Atlas; et la plupart des assemblages sont maintenus par des liens et des boulons en fer.

Les ponts de ce système servirent pendant longtemps d'une manière à peu près exclusive à franchir les portées, — grandes pour l'époque, — de 100' à 250' (30m,50 à 76m,20) et bien qu'ils aient, de nos jours, entièrement disparu des chemins de fer, on en trouve encore de nombreux exemples sur les grandes routes du pays.



Fig. 84. — Pont de Waterford, sur l'Hudson.

On recouvrait généralement ces ponts d'une enveloppe latérale en planches et d'un toit; dans ces conditions, ils duraient fort longtemps. M. G. Bouscaren nous avait cité en particulier, comme exemple de rare longévité, le pont, situé à Waterford, N.-Y., sur l'Hudson, et connu sous le nom d'Union Bridge, qu'il avait eu l'occasion d'inspecter en 1888; ce pont, qui comprend quatre travées de 60m,96 (200') a été construit en 1803 et se trouve encore en excellent état de conservation. Il a depuis acquis, pour ce motif, une véritable célébrité (fig. 84).

La poutre Howe (fig. 24 et 25) se compose essentiellement de *semelles* en charpente, réunies par des *montants* obliques en bois formant croix de Saint-André, et par des *tirants* verticaux en fer (voir l'Atlas). C'est donc une poutre mixte.

Sous une surcharge uniforme, les *montants* dirigés vers le centre et les *tirants* travaillent seuls avec les semelles : les montants qui

s'écartent du centre ou *contre-montants* travaillent dans le cas de surcharges dissymétriques ; ils servent en outre à donner de la raideur au pont.

Les deux semelles se composent de pièces de bois horizontales, parallèles, de même largeur, égales en nombre et également espacées, entre lesquels passent les tirants en fer. On donne à la semelle qui porte le tablier une hauteur plus grande, pour tenir compte du moment fléchissant qui en résulte et de l'affaiblissement produit par les assemblages.

Les montants inclinés sont constitués par un nombre variable de pièces de bois parallèles, qui buttent normalement, à leurs extrémités, sur des *blocs d'angle* triangulaires fixés aux semelles et s'appuyant sur toute la largeur de celles-ci.

Ces blocs se font, soit en bois dur, soit en fonte creuse. Les blocs en bois sont logés dans une légère entaille de la semelle; ceux de fonte sont munis d'ergots qui en assurent l'immobilité. Il est utile, en outre, de ménager, sur les faces où buttent les abouts des montants, des chambres peu profondes ou des ergots venus de fonte ou rapportés, destinés à en empêcher le glissement.

Les tirants se boulonnent sur une traverse en bois ou en fer *(gib-plate)* qui en transmet la pression aux semelles. Toutefois, dans les ponts de grande portée, pour soulager les semelles de l'effort d'écrasement qu'elles ont à supporter par suite de cette disposition, les blocs de fonte portent en général des prolongements tubulaires, que traversent les tirants et qui se logent entre les pièces des semelles. Les traverses sur lesquelles les tirants se boulonnent reposent sur l'extrémité de ces prolongements et les efforts verticaux sont ainsi transmis directement des tirants aux montants sans l'intermédiaire des semelles ; le plus léger serrage des traverses sur celles-ci suffit d'ailleurs pour assurer la parfaite immobilité des blocs d'angle.

Le contreventement est constitué, dans le plan des semelles supérieures comme dans celui des semelles inférieures, par une véritable poutre Howe posée à plat et composée, comme les fermes verticales, de croix de Saint-André et de tirants.

Le tablier se compose de poutres transversales formant pièces

de pont, qui reposent sur les semelles, et qui portent des longerons sur lesquels sont fixées les traverses de la voie, reliées ensemble par des poutres de garde *(guard-timbers)*.

Le tableau page 57 donne, d'après Trautwine, les dimensions des bois et fers à employer, jusqu'à 60 mètres de portée, pour l'une des fermes d'un pont de chemin de fer à une voie[1].

Il faut, en outre, ajouter à la portion centrale de la semelle inférieure, et de chaque côté de cette semelle, une poutre ayant au moins la moitié de l'épaisseur indiquée au tableau, qui doit s'étendre d'une seule pièce sur une longueur d'au moins trois panneaux. Cette précaution a pour but de restituer à la semelle, affaiblie par les assemblages bout à bout des pièces qui la constituent, sa résistance à la tension.

Il est utile, enfin, pour ne pas réduire la section des tirants, de prendre le filet de vis sur un renflement spécial de la tige.

Les pièces des semelles s'assemblent bout à bout, à l'aide d'éclisses en bois dur ou en fer. Des clés de bois dur ou de fonte, serrées à l'aide de boulons entre les pièces parallèles, en rendent l'ensemble absolument solidaire.

Le tablier peut se composer de pièces de pont de $0^m,38 \times 0^m,20$ espacées de $0^m,75$ d'axe en axe et de $4^m,20$ de portée maximum supportant des longerons de $0^m,23 \times 0^m,30$, sur lesquels reposent les traverses de la voie.

L'Atlas contient les dessins d'une poutre de 45 mètres de portée, construite d'après les données du tableau précédent, ainsi qu'un certain nombre de détails des assemblages usités pour les pièces qui constituent les semelles.

Les poutres Howe présentent de nombreux avantages : elles sont simples de construction, faciles à monter, permettent d'at-

1. — Ces dimensions ne sont plus applicables aux surcharges actuellement admises en Amérique, qui consistent, par exemple, dans un train pesant $4^T,464$ par mètre courant, précédé de deux locomotives pesant chacune, avec leur tender, 100^T, ou même, comme sur le Lehigh Valley R. R, dans un train pesant $5^T,952$ par mètre courant, précédé de deux locomotives pesant chacune, avec leur tender, 125^T. Pour résister à de telles surcharges, toutes les sections données au tableau devraient être doublées.

DIMENSIONS

DES BOIS ET FERS A EMPLOYER, JUSQU'A 60 MÈTRES DE PORTÉE, POUR L'UNE DES FERMES D'UN PONT DE CHEMIN DE FER A UNE VOIE.

Portée en mètres	Hauteur des poutres	Nombre de panneaux	Semelle supérieure		Semelle inférieure		Montants extrêmes		Centraux		Contre-montants		Tirants extrêmes		Tirants centraux	
			Nombre de pièces	Dimensions	Nombre de pièces	Dimensions	Nombre de pièces	Dimensions	Nombre de pièces	Dimensions	Nombre de pièces	Dimensions	Nombre de pièces	Dimensions	Nombre de pièces	Dimension
7.50	1.83	8	3	0.13 × 0.16	3	0.13 × 0.31	2	0.13 × 0.21	2	0.13 × 0.16	1	0.13 × 0.16	2	0.04	2	0.03
15.00	2.74	9	3	0.16 × 0.23	3	0.16 × 0.36	2	0.16 × 0.23	2	0.13 × 0.21	1	0.13 × 0.21	2	0.05	2	0.04
22.50	3.66	10	3	0.16 × 0.31	3	0.16 × 0.36	2	0.16 × 0.28	2	0.16 × 0.21	1	0.16 × 0.21	2	0.06	2	0.04
30.00	4.57	11	3	0.16 × 0.36	3	0.16 × 0.41	2	0.21 × 0.31	2	0.16 × 0.26	1	0.16 × 0.26	2	0.07	2	0.04
37.50	5.49	12	4	0.16 × 0.36	4	0.16 × 0.41	2	0.23 × 0.36	2	0.16 × 0.31	1	0.16 × 0.31	2	0.08	2	0.05
45.00	6.40	13	4	0.21 × 0.36	4	0.21 × 0.46	3	0.21 × 0.36	3	0.16 × 0.26	2	0.16 × 0.26	3	0.0[illegible]	3	0.04
52.50	7.31	14	4	0.26 × 0.41	4	0.26 × 0.51	3	0.21 × 0.39	3	0.21 × 0.26	2	0.21 × 0.26	3	0.08	3	0.04
60.00	8.23	15	4	0.31 × 0.41	4	0.31 × 0.51	3	0.23 × 0.41	3	0.21 × 0.36	2	0.21 × 0.36	3	0.09	3	0.05

teindre de grandes portées avec des bois d'échantillon restreint et se prêtent, par le serrage des tirants, à une très grande raideur.

Elles sont très employées sur les voies ferrées nouvelles (fig. 85)

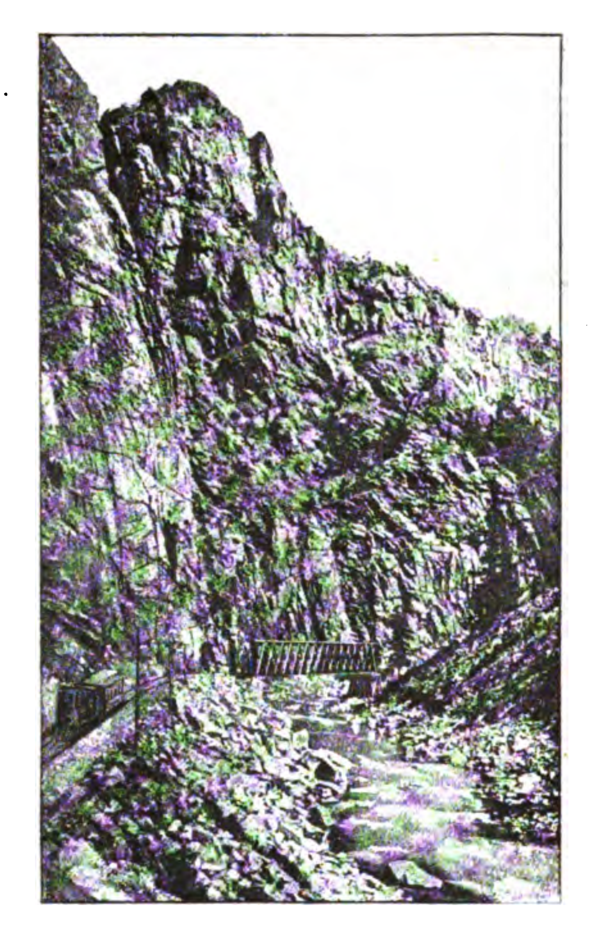


Fig. 85. — Pont dans le Clear Creek Cañon (Chemins de fer à Voie étroite du Colorado).

que l'on construit chaque année, jusqu'à 50 ou 60 mètres de portée; on y a même eu recours sur le chemin de fer Canadien Pacifique, à la traversée des Montagnes-Rocheuses et surtout des Selkirks, — la Sierra-Nevada de la Colombie Britannique, — pour la construction de viaducs de grande hauteur. Ces remarquables ouvrages, qui se composent de travées de 50 à 60 mètres de portée,

reposant sur des piliers en charpente, franchissent des ravins qui atteignent jusqu'à 90 mètres de profondeur (fig.86).

On peut ajouter encore de la raideur aux poutres Howe en leur adjoignant des arcs latéraux en charpente (fig. 87); elles rappellent alors les ponts du système Burr. Il existe plusieurs exemples à Pittsburgh, sur la Monongahela et l'Allegheny, de poutres Howe

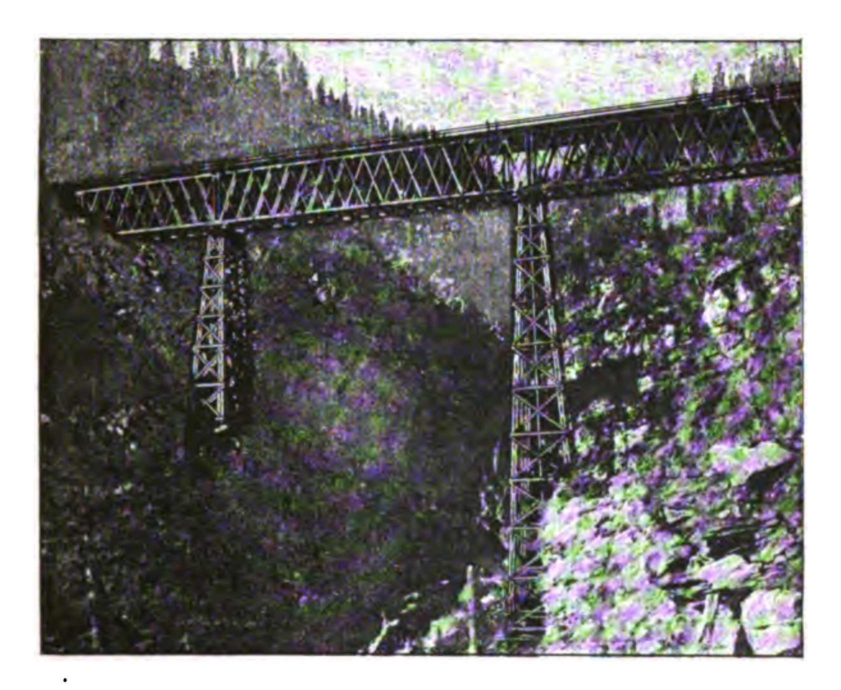


Fig. 86. — Viaduc sur le Stony Creek (Canadian Pacific-Railway).

ainsi consolidées. L'addition des arcs latéraux permet de prolonger de beaucoup l'existence des poutres que l'âge a rendues trop faibles.

Indépendamment du système Howe, on emploie aussi quelquefois, en construction mixte, la poutre triangulaire (fig. 88 à 91) la poutre Pratt et la poutre Fink (fig. 92 à 102). On rencontre aussi, dans certains États de l'Est et surtout dans celui de New-York, de nombreux spécimens de petits ponts, dont il est donné deux dessins dans l'Atlas. Ces ponts, manquant de contre-tirants

ou de contre-montants, ne peuvent être appliqués que pour des

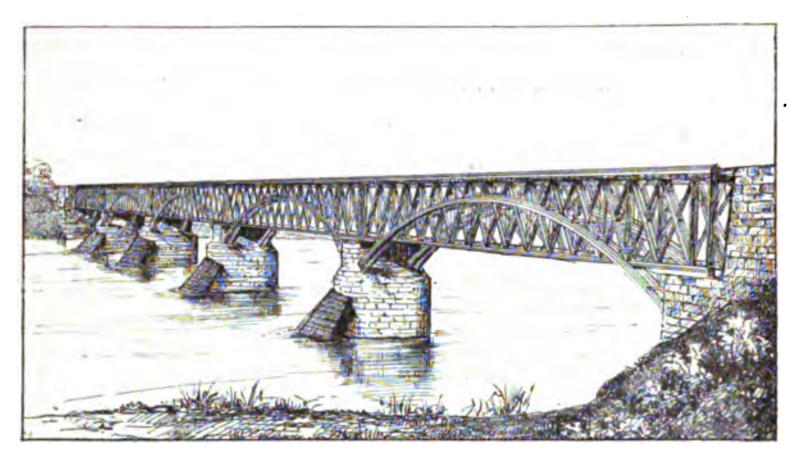


Fig. 87. — Poutre Howe renforcée par des Arcs en Charpente.

ouvertures ne dépassant pas quelques mètres et pour de très faibles surcharges.

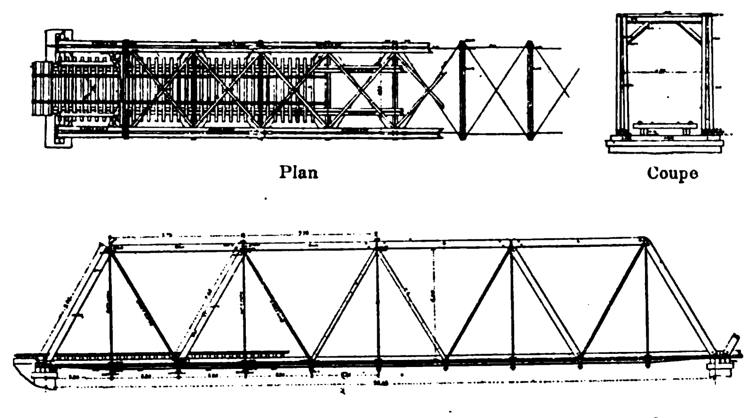
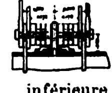


Fig. 88 à 91. — Poutre triangulaire en Bois et Fer. — Élévation générale.



Détail de la Semelle inférieure



LES immenses forêts que traversent la plupart des voies ferrées de l'Orégon, du Washington-Territory et de la Colombie Britannique, sur la côte du Pacifique, fournissent à pied d'œuvre un bois d'excellente qualité, aux fibres

droites, serrées, presque exemptes de nœuds, qui a, en outre, l'avantage de joindre, une fois sec, la légèreté à la résistance. Les arbres qui le fournissent (pin de l'Orégon ou pin Douglas) atteignent sains 60 à 75 mètres de hauteur et l'on en tire facilement des mâts de navires de 45 mètres d'une seule longueur.

On a donc été naturellement amené, sur les lignes de cette région, à faire une large application de la construction mixte pour les ponts.

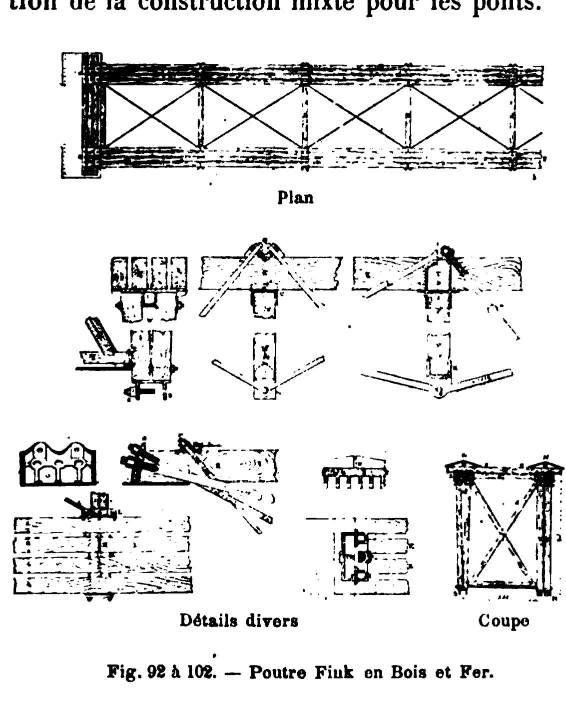


Fig. 92 à 102. — Poutre Fiuk en Bois et Fer.

Sur la « Cascade Division » du Northern Pacific en particulier, il a été établi un grand nombre d'ouvrages de ce genre, dont deux atteignent 91^{m},44 de portée.

Lorsque la construction de la ligne fut achevée, qu'il fallut la relier à la « Division de l'Idaho », dont elle était séparée par la *Colombie,* la construction d'un pont métallique étant impraticable dans une région aussi éloignée de tous les centres industriels, deux solutions pouvaient seulement être adoptées : un bac à vapeur ou

un pont en charpente. Mais l'établissement d'un grand *ferry* et de ses approches coûtant presque autant que celui d'un pont, en raison du peu de profondeur (1^{m},83 à 5^{m},18 en basses eaux) et des grandes variations de niveau de la rivière, qui atteignent 8^{m},53, la construction d'un ouvrage mixte fut décidée.

Le pont de Kennewick, construit en 1887-88, comprend neuf travées fixes de 77^{m},20 et une travée tournante de 73^{m},20 établies dans le système Pratt mixte, plus deux poutres en tôle pleine de 15^{m},24 (fig. 103).

Le fond de la rivière se compose d'argile compacte, recouverte d'une épaisseur variable de 1^{m},50 à 4^{m},30 de gravier et de galets roulés.

Les piles ont été construites de la manière suivante : un caisson ouvert ayant la forme voulue pour s'appliquer sur le fond de la

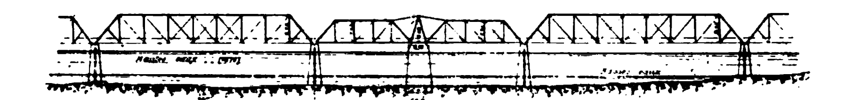


Fig. 103. — Pont en Bois et Fer sur la Colombie.

rivière, fut d'abord descendu de telle sorte que le sommet fût à 0^{m},91 au-dessous des basses eaux; à l'intérieur du caisson, on battit des pieux aussi nombreux et rapprochés qu'il fut possible et on les récépa au même niveau. Les intervalles restant entre les pieux et le caisson furent remplis de pierraille. Le caisson fut alors recouvert d'un plateau en charpente qui y fut solidement fixé et sur lequel furent construites des piles creuses en charpente, formant brise-glaces à l'amont. L'intérieur en fut rempli de béton, sauf à la partie supérieure qui, sur une hauteur de 1^{m},22, se compose de deux assises en maçonnerie, sur lesquelles reposent les travées.

Dans la construction des poutres, on a employé le fer pour les pièces tendues et le tablier; tout le reste est en charpente. Les semelles comprimées se composent de files juxtaposées de pièces de bois de la longueur d'un panneau, assemblées bout à bout sans l'intermédiaire de boîtes métalliques. Les montants se terminent

par des abouts en métal, portant les œils d'articulation, qui se logent dans des chambres pratiquées dans la semelle en charpente en vue de l'assemblage (voir l'Atlas).

Le contreventement de la semelle supérieure est assuré, dans chaque panneau, par des pièces de bois formant croix de Saint-André, maintenues par des tirants.

Les semelles inférieures et les tirants sont composés de barres à œils; le tablier, composé de pièces de pont et de longerons, et son contreventement rivé ne diffèrent en rien de ceux d'un pont métallique ordinaire.

Ce qu'il y a de plus remarquable dans cet ouvrage, indépendamment de la portée des travées, élevée pour un pont mixte pour chemin de fer, c'est que toutes les parties de la structure ont été étudiées en vue du remplacement futur du pont mixte provisoire par un ouvrage permanent en métal.

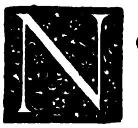
Dans ce but, les emplacements des piles ont été choisis de telle sorte qu'il soit facile de construire, immédiatement à l'amont, les supports définitifs en maçonnerie; et toute la partie des poutres exécutée en charpente pourra faire place ultérieurement à des membres métalliques, sans que l'on ait à modifier ou à remplacer aucune des pièces métalliques qui entrent dans le pont actuel, ni même à désassembler les pièces du tablier et de la semelle inférieure.

Enfin, les détails mêmes de l'exécution ont été particulièrement soignés : il n'existe, en aucun point de la structure, de contact entre deux pièces de bois : des feuilles de tôles minces sont interposées entre les abouts des pièces, et entre les clés ou blocs de calage et les entailles qui les reçoivent. On estime qu'en raison du climat relativement sec de l'endroit, l'ouvrage bien entretenu et régulièrement peint pourra faire de quinze à vingt années de service.

Le pont a été calculé pour une charge morte de $3^{T},497$ par mètre courant, correspondant au poids de l'ouvrage, plus une charge roulante composée d'une machine à cinq essieux couplés, pesant $104^{T},643$, de $5^{m},18$ de base, suivie d'un train pesant $4^{T},464$ par mètre courant.

Les charges résultantes ne dépassent pas, dans la structure, les chiffres suivants :

Barres extrêmes de suspension.	4k, 2 par mm. carré.
Contre-tirants	5k, 6 — —
Tirants	7k, 0 — —
Semelles inférieures des pièces de pont.	5k, 6 par mm.² (rivets déduits).
Semelles supérieures des pièces de pont.	4k, 9 par mm.² (section totale).
Contreventement	10k, 5 par mm. carré.
Charge aux abouts des pièces de bois.	70k, 0 par centimètre carré.
Charge aux abouts des pièces de fer.	8k,75 par mm. carré.
Pièces rivées en général. . . .	5k,95 par mm.² (rivets déduits).
Plaques éclisses	5k,25 par mm. carré.



ous citerons enfin, comme absolument remarquable, autant par la portée, exceptionnelle pour un ouvrage mixte, que par l'originalité du dessin, totalement différent des types en usage, et par la dimension anormale des bois employés, le pont-route que la San-Francisco Bridge Co a construit, pendant l'hiver 1888-1889, à Lillooet (Colombie Britannique), dans une des parties les plus inaccessibles de la vallée du Frazer River (fig. 83).

Ce pont, dont l'Atlas renferme les dessins, se compose d'une seule travée de 103m,37 (339' 1 1/2") entre appuis, présentant la forme générale d'une arche à intrados polygonal, articulée aux naissances et au sommet.

Chacun des deux arbalétriers, dont la réunion forme l'arche, se compose d'une semelle supérieure très légèrement cintrée et d'une semelle inférieure brisée, se réunissant à l'articulation centrale et reliées par une triangulation du système Pratt. La hauteur des arbalétriers, de 13m,74 à la base, se réduit à zéro au centre de la

travée; la flèche de la semelle supérieure est de $0^m,84$, et le tablier suit une courbe parallèle à 6 mètres au-dessous de cette semelle.

Les semelles de chaque ferme sont formées d'un seul cours de poutres, variant de $0^m,406$ à $0^m,457$ de largeur (16" à 18") et de $0^m,508$ de hauteur (20"). Les poteaux sont également faits d'une seule pièce de bois; ils ne sont pas absolument verticaux, mais normaux à la courbe de la semelle supérieure.

Les tirants sont constitués par des paires de barres à œils en fer articulées avec le reste de la charpente par l'intermédiaire de chevilles, traversant des boîtes en métal dans lesquelles s'engagent les poutres des semelles et des poteaux.

Tous les assemblages de pièces de bois sont faits avec des éclisses en fer.

La longueur des panneaux de la ferme Pratt est de $9^m,40$ (30' 10"); mais la portée en est réduite de moitié à l'aide de points de suspension intermédiaires du système Pettit. Les pièces de pont sont alternativement doubles, boulonnées sur les montants, — et simples, suspendues aux nœuds intermédiaires. Elles supportent, par l'intermédiaire de cinq longerons, un platelage en madriers qui constitue la chaussée du pont, large de $5^m,486$ (18').

Le pont est contreventé, comme tous les ponts américains, dans le plan de chaque semelle, à l'aide de traverses en bois, fixées à des écrous-cornières, vissés sur les extrémités des chevilles d'assemblage, et de tirants ajustables, et, en outre, transversalement entre les poteaux, partout où la hauteur disponible le permet.

La rivière coule dans un lit encaissé entre des berges escarpées de roche très dure et, pour établir les culées, on n'a eu qu'à les tailler, à coups de mine, dans le roc et à en dresser ensuite convenablement la surface à l'aide de béton. Les sommiers, sur lesquels les albalétriers reposent par l'intermédiaire d'un pivot d'articulation, sont ancrés dans la berge à l'aide de boulons de scellement.

La rivière étant très profonde en cet endroit et le courant extrêmement rapide, l'érection n'aurait pu se faire qu'en porte-à-faux si le resserrement du lit ne provoquait, en hiver, une embâcle des glaçons flottants sur une hauteur de plus de trois mètres. C'est en

profitant de ces circonstances qu'on a effectué le montage sur la glace en janvier 1889.



LES ponts en charpente présentent, indépendamment de la nécessité d'un réglage soigné des constructions mixtes, deux graves inconvénients : le danger d'incendie et la pourriture.

La précaution générale que l'on prend en Amérique contre les incendies consiste dans des tonneaux remplis d'eau, disposés de distance en distance sur le tablier des ouvrages; c'est la seule mesure de protection usitée pour les ponts à voie inférieure : le tablier à jour des ouvrages de ce genre ne retient guère les escarbilles, et l'eau que l'on a à portée suffit, en général, pour arrêter les incendies, lorsqu'ils ne sont point dus à la malveillance[1]. Dans les ponts à voie supérieure, on protège, en outre, quelquefois les fermes en recouvrant le tablier de tôle mince galvanisée.

Pour éviter la pourriture, on a soin de ne jamais employer de pièces jointives, afin de permettre à l'air de circuler librement à l'entour; on interpose, dans les constructions soignées, des feuilles de tôle mince entre les abouts des pièces, et entre les clés et les entailles qui les reçoivent; enfin, on évite, autant que possible, tous les assemblages comme les tenons et les mortaises, qui créent dans les pièces des points faibles, et où le bois, s'échauffant, est fatalement exposé à la décomposition. En outre, on enferme généralement les ponts dans une enveloppe en bois qui en recouvre entièrement les côtés et la partie supérieure; les charpentes sont ainsi bien protégées contre la pluie, et la dépense d'exécution est faible dans les régions inhabitées où l'on a le bois en abondance. Aussi, ce procédé est-il très répandu. Il n'est, toutefois, pas sans inconvénients : d'abord, il charge les structures, donne beaucoup de

1. — La malveillance joue un grand rôle en Amérique comme cause d'incendies. D'après les *Chronicle Fire Tables*, le nombre total des incendies s'est élevé en 1886, à 15,222 dans les États de l'Union. Sur 7,668 cas ayant une cause connue, 1,954 sont le fait d'incendiaires. Le journal *Engineering News*, commentant ces chiffres, estime que la majeure partie des incendies dont la cause reste inconnue doivent avoir la même origine et qu'en somme plus de la moitié des incendies qui se produisent annuellement sont le fait d'incendiaires.

prise au vent et augmente gravement les chances d'incendie dans les ponts à voie intérieure; en outre, il est impuissant à soustraire les ouvrages à l'action lente de l'humidité, surtout sous un climat chaud et saturé de vapeur d'eau comme celui de la côte du Pacifique.

Aussi les constructeurs californiens préfèrent-ils recouvrir les faces supérieures de tous les bois de tôle mince galvanisée et enduire ensuite toute la structure de deux ou trois couches d'une bonne peinture : c'est, en particulier, ce qui a été fait au pont de Lillooet.

Les ponts en charpente sont très employés en Amérique sur les routes et les lignes nouvelles de chemins de fer, et les exemples que nous avons cités, montrent qu'en recourant à la construction mixte, on peut atteindre des portées supérieures à celles couramment usitées en France pour les ponts en fer.

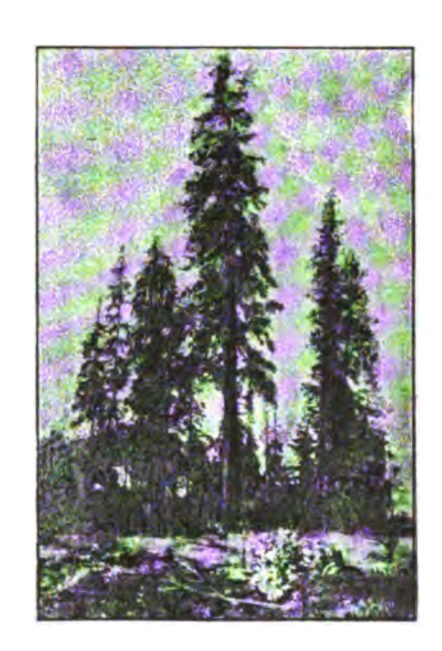


Fig. 104. — Pin Douglas : *Princess Louise.* (Canadian Pacific-Railway).

Nous ne nous étendrons pas ici sur les motifs qui justifient le grand emploi que les Américains font du bois dans les ouvrages d'art. Ils sont sans doute exceptionnellement favorisés sous le rapport des essences et des échantillons des bois dont ils disposent : la facilité de pouvoir, par exemple, se procurer, sur toute la côte du Pacifique, parmi les espèces de pins qui y abondent (pin Douglas ou pin de l'Orégon, bois rouge) des poutres de $0^m,61 \times 0^m,61$ ($24'' \times 24''$) sur 15 à 21 mètres (50' à 70') de longueur, permet évidemment d'établir à peu de frais dans le système mixte, en n'employant le fer ou l'acier que pour les membres de tension, des ouvrages de la plus grande dimension.

Quant à la durée des ponts en charpente, elle est naturellement

très variable, suivant le climat et l'efficacité des moyens de protection. Nous avons cité plus haut l'exemple du pont de Waterford qui, grâce à son enveloppe, est encore en service après 88 ans d'existence. Sur la côte de la Californie, au contraire, le climat chaud et humide altère rapidement les bois, quelques précautions que l'on prenne pour les garantir; les ingénieurs de la San Francisco Bridge Co évaluent à une durée de douze à vingt ans la vie des ouvrages mixtes, suivant le degré d'humidité du lieu et le plus ou moins de soin apporté dans la protection des surfaces supérieures par la tôle galvanisée. Quant aux innombrables ouvrages, répandus sur les chemins de fer, qui sont exposés aux intempéries sans aucun dispositif de préservation, on ne compte jamais que leur service puisse dépasser sept à dix ans.

Malgré leur peu de durée, malgré l'entretien et la surveillance constante qu'ils nécessitent, les ouvrages en bois et les ouvrages mixtes rendent de grands services en Amérique, où ils permettent de réaliser de précieuses économies de temps et d'argent pour l'établissement des voies nouvelles. Il n'est pas douteux que l'application de procédés de constructions semblables, soit en Europe soit aux colonies, ne puisse présenter, dans nombre de cas, des avantages analogues; mais c'est surtout au point de vue militaire que les ouvrages en charpente peuvent être d'une utile application : en raison de la simplicité de construction de ces ouvrages, et de la rapidité avec laquelle on peut les établir partout avec les bois que l'on a sous la main, enfin, grâce même à leur facile destructibilité par les flammes en cas de retraite précipitée, ils peuvent, sans aucun doute, rendre d'inestimables services en temps de guerre[1].

---

1. — Voir une note de l'auteur sur le même sujet dans le second volume de la *Stratégie et grande Tactique d'après l'expérience des dernières guerres*, du général Pierron.

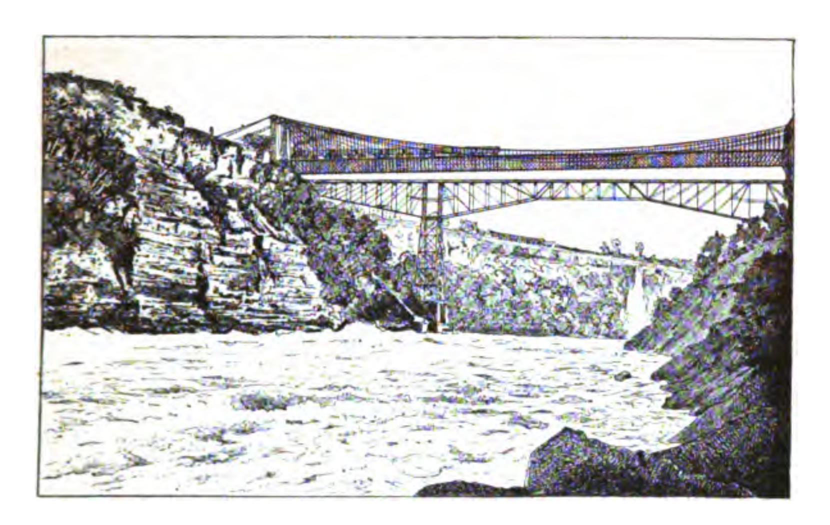


Fig. 105. — Pont suspendu et Pont Cantilever sur la Rivière de Niagara.

CHAPITRE III

PONTS SUSPENDUS



LES ponts suspendus furent introduits en Amérique en 1796, par James Finley, qui en construisit un grand nombre en Pennsylvanie, atteignant jusqu'à 61 mètres de portée (200').

Ces ponts primitifs, formés de deux ou quatre chaînes à longs maillons[1], supportant à l'aide de tiges de fer un tablier flexible

1. — Les maillons avaient 2m,134 (7') à 3m,048 (10') de longueur; ils étaient formés de barres carrées de 0m,038 (1 1/2"), soudées au feu de forge.

en charpente, n'avaient souvent pour piles que de simples poteaux de bois, enfoncés dans le sol et entretoisés ensemble à la partie supérieure.

La destruction des piliers par la pourriture, les inondations, si fréquentes et si terribles en Amérique, en ont amené la disparition complète; mais il paraît que ces ouvrages firent, à une certaine époque, un excellent service, et que l'on n'a pas souvenance d'un seul accident provoqué par la rupture des chaînes.

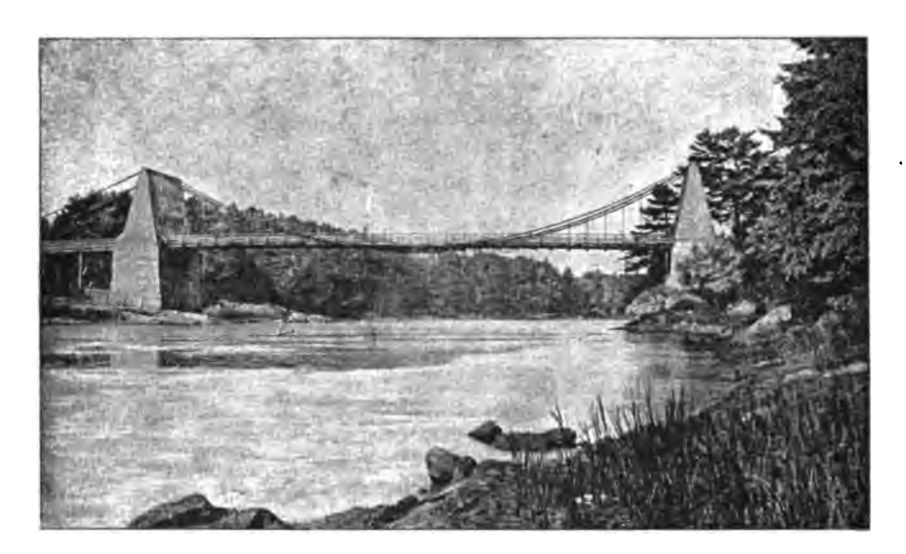


Fig. 106. — Pont suspendu d'Essex-Merrimack.

Les figures 106 et 107 représentent un pont suspendu qui existe encore et qui passe pour avoir été le premier exécuté dans la « Nouvelle Angleterre ». Il fut construit en 1810 par John Templeman, en remplacement d'une des travées du pont d'Essex-Merrimack, dont nous avons parlé au commencement de cet ouvrage. La portée en est de $74^m,37$ (244'); les supports, en charpente, sont recouverts d'une enveloppe en planches.

Abandonnés pendant une assez longue période, les ponts suspendus furent repris vers 1842. Les ouvrages construits à cette époque par M. Chas. Ellet comportaient un grand nombre de câbles en fil de fer, et une petite poutre garde-corps, généralement

du système Howe, qui ajoutait un peu de raideur au tablier. Au pont de Fairmount, qui a 109^{m},12 de portée, et qui existe encore, les câbles sont au nombre de dix; le pont de Wheeling, qui avait 307^{m},85 de portée, était de construction semblable et avait douze câbles. L'absence complète de longerons et de contreventement, entraînait dans les ponts de ce système une grande instabilité.

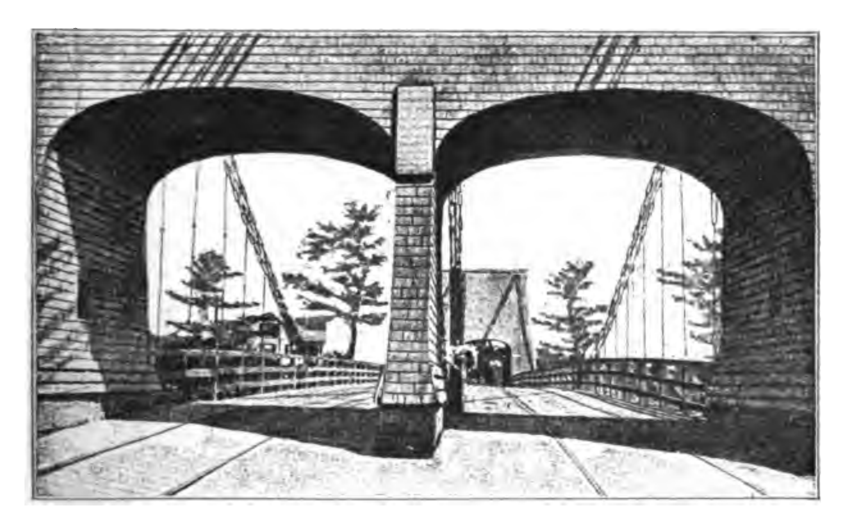
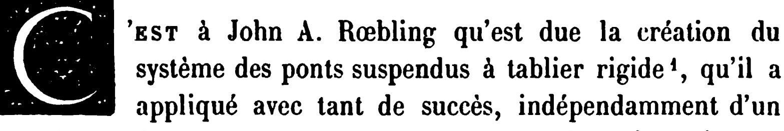


Fig. 107. — Entrée du Pont d'Essex-Merrimack.



C'EST à John A. Rœbling qu'est due la création du système des ponts suspendus à tablier rigide[1], qu'il a appliqué avec tant de succès, indépendamment d'un certain nombre de ponts-canaux et d'ouvrages de moindre importance, au pont de chemin de fer de Niagara-Falls (250^{m},507) au pont de Cincinnati (322 mètres) et, enfin, à l'admirable pont de Brooklyn (486^{m},308).

Ce système n'a d'ailleurs guère été employé en Amérique, en dehors des ouvrages construits par son auteur, si ce n'est, en partie, à la passerelle des Chutes, ou « nouveau pont suspendu » de

1. — Le premier pont de John Rœbling fut le pont-canal, aujourd'hui supprimé, de Pittsburg (1845.) — Voir Malézieux.

Niagara-Falls (386m,84) par M. Keefer; et depuis l'achèvement du pont de Brooklyn il semble à peu près abandonné.

Indépendamment des ponts à travée rigide, il existe, en Amérique, deux ponts suspendus dans lesquels c'est le câble qui a été rendu rigide : le pont sur la Monongahela, dit Point-Bridge, de



Fig. 108. — Chutes de Niagara. — Vues do la Passerelle suspendue.

M. Hemberlé (244 mètres) décrit dans l'ouvrage de MM. Lavoinne et Pontzen et celui sur l'Allegheny, connu sous le nom de North-side Bridge, de M. G. Lindenthal, — tous deux situés à Pittsburg.

Enfin, M. Lindenthal a présenté, en 1888, à la Société des Ingénieurs civils d'Amérique, le projet d'un grand pont suspendu devant franchir l'Hudson à New-York même, d'une seule travée centrale de 868 mètres de portée, qui devra avoir à la fois câble et tablier rigides. (Voir l'Atlas.)

En résumé, les ponts suspendus américains *existants*, se divisent en deux catégories bien distinctes : les ponts à tablier rigide et les ponts à câble rigide.

Dans les premiers, la travée suspendue est constituée par une poutre américaine, généralement du système Pratt multiple (ou Rider) supportée par les câbles et, en outre, sur une partie de sa longueur, par des haubans inclinés, indépendants de ceux-ci, qui rayonnent du sommet des piliers, et donnent à la suspension une grande rigidité.

Quant aux deux ponts à câble rigide existants, ils sont de systèmes absolument différents : dans le pont sur la Monongahela, les câbles sont au nombre de deux seulement, et chaque moitié en est armée d'un entrait rectiligne, auquel elle est reliée par un système d'entretoises et de tirants en croix de Saint-André ; le pont sur l'Allegheny, au contraire, comporte quatre câbles reliés deux à deux par une triangulation simple : c'est le système inverse des arcs du pont de Saint-Louis.

La résistance des ponts suspendus à l'effort transversal du vent est assurée, en général, d'abord par la forte inclinaison des câbles, qui donne à la structure une grande stabilité latérale, puis à l'aide de câbles horizontaux et de haubans de contreventement fixés sous la travée et amarrés de chaque côté des piles. En outre, dans certains ouvrages légers, exposés à de violents ouragans, on a pris des précautions spéciales pour s'opposer au soulèvement du tablier, si funeste aux ponts suspendus.

La passerelle de Niagara-Falls, qui franchit une gorge escarpée de $386^{m},60$ de largeur, à une hauteur d'environ 60 mètres au-dessus de la rivière de Niagara, présentait tout un système de défenses de ce genre. Elle avait été construite, en 1869, à 300 mètres en aval de la chute *américaine,* pour l'usage spécial des nombreux touristes, afin de leur permettre de contempler plus facilement l'ensemble des admirables chutes de la rivière (fig. 108) et la construction en était particulièrement légère ; les poutres, du système Howe, n'avaient que les proportions d'un simple garde-corps ($1^{m},80$) et ne pouvaient, dans ces conditions, présenter une rigidité suffisante.

On avait d'abord cherché à donner de la raideur à la passerelle

en reliant les câbles, au quart environ de leur longueur, à la base des piles et en amarrant le tablier aux rochers des falaises et des berges à l'aide d'un grand nombre de haubans (54 d'après M. l'Inspecteur général Malézieux), puis, ces précautions étant insuffisantes, on avait dû recourir à l'emploi de quatre câbles extérieurs de contreventement en acier, fixés à la roche : deux inférieurs, renversés, comme il en a été fait usage pour quelques ponts en France, notamment sur la Garonne, et deux latéraux, dans des plans un peu inclinés au-dessous de l'horizon, de chaque côté de la travée suspendue.

Néanmoins la passerelle roulait encore tellement dans ces conditions que l'amplitude des oscillations atteignait $3^{m},35$ de part et d'autre de l'axe, et qu'un passant, engagé sur le pont, ne pouvait, d'une extrémité, voir l'autre. Aussi avait-on été obligé, pour éviter des avaries, de donner à tous les assemblages une grande flexibilité, comme dans les ponts suspendus primitifs.

Cet ouvrage qui, dans ces conditions, n'était pas, à proprement parler, un pont suspendu *rigide,* fut remplacé, pendant l'hiver 1887-88 par un pont rigide à double voie charretière, sans interruption de la circulation. La passerelle primitive se composait d'une chaussée de $3^{m},05$ de largeur, trottoirs compris, supportée par deux câbles en fer composés chacun de sept torons de 60^{mm} de diamètre.

La largeur du nouveau pont a été portée à $5^{m},18$; les câbles, en fils d'acier et au nombre de quatre, se composent chacun de sept torons de 57^{mm} de diamètre; ils sont fixés à de nouveaux ancrages bâtis en arrière des ancrages primitifs; les poutres, en acier, ont $3^{m},66$ de hauteur.

La tempête des 9-10 janvier 1889 précipita le nouveau tablier dans la rivière. La reconstruction, adjugée en février 1889 aux Rochester Iron Works fut exécutée, en avril-mai 1889, sous la direction de M. M^c. Nulty, en vingt et un jours de travail.

Le pont de chemin de fer de Niagara-Falls (fig. 105 et 109) qui mesure $250^{m},39$ d'axe en axe des supports et qui comporte, ainsi qu'on sait, un étage supérieur livrant passage à une voie ferrée, et une voie charretière inférieure, avait été construit primitive-

ment en bois et fer dans le système Pratt multiple ; les poutres mixtes ont été remplacées, en 1880, par des poutres de même système en acier, et en 1887, on a dû substituer des piliers en métal aux anciennes tours en maçonnerie, qui menaçaient ruine.

Ces tours, construites en calcaire carbonifère de Niagara, avaient, dès les premières années, beaucoup souffert de la gelée ; en outre, les rouleaux d'expansion disposés au sommet de chacune sous les selles des câbles s'étant peu à peu oxydés, le déplacement de ces selles, qui atteignait primitivement $0^m,0667$ (2,5/8"), sous l'in-

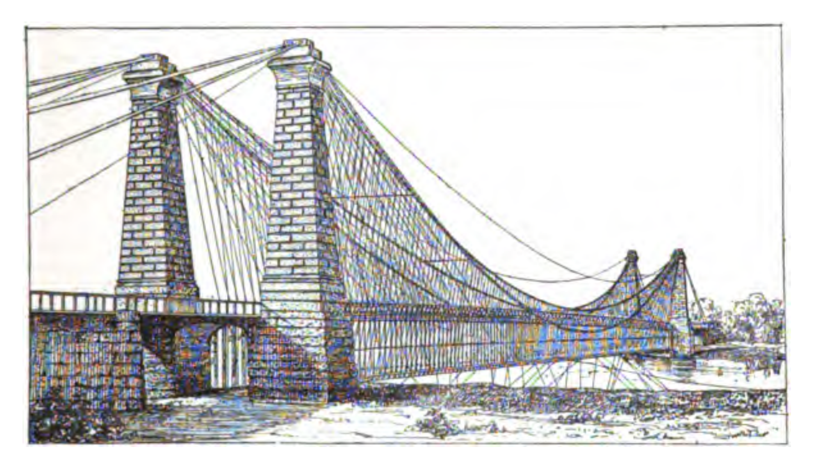


Fig. 109. — Pont suspendu de Niagara-Falls.

fluence des changements de température et du passage des charges, avait complètement cessé, imposant aux piliers des moments fléchissants considérables. La maçonnerie s'était ainsi peu à peu disloquée et fendue en tous sens et en 1885 il parut urgent de remplacer les tours, qui ne présentaient plus aucune sécurité.

Les nouveaux piliers sont en métal ; un pilier se compose de quatre colonnes en fer, contreventées longitudinalement et transversalement à l'aide d'entretoises et de tirants ajustables et reposant sur des piédestaux en maçonnerie, à socle de granit.

Les colonnes sont deux à deux réunies transversalement, à leur sommet, et sur l'ensemble des quatre colonnes qui forment un pilier repose un sommier en fer de $2^m,79$ de long sur $1^m,60$ de

large et $1^m,12$ de hauteur qui porte la partie mobile des supports des câbles : cette partie mobile consiste dans un chariot en fonte

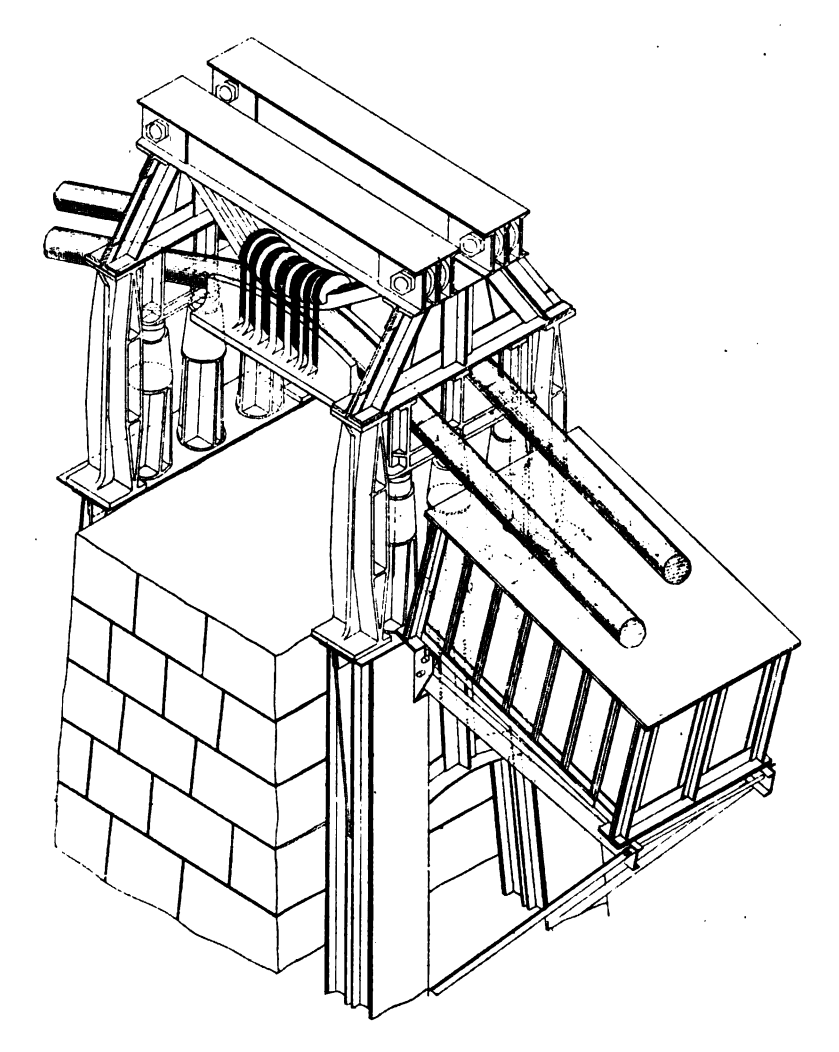


Fig. 110. — Appareil pour le Changement des Sommiers du Pont suspendu de Niagara.

de $0^m,46$ de hauteur et de $2^m,13$ de long sur $0^m,711$ de largeur à la base, et $1^m,52$ sur $0^m,66$ au sommet, bien dressé sur ses deux faces horizontales, qui repose sur 18 rouleaux d'acier de $0^m,10$ de

diamètre et supporte les selles des câbles, seule partie conservée des supports primitifs.

On a pris un soin tout particulier pour éviter l'encrassement et

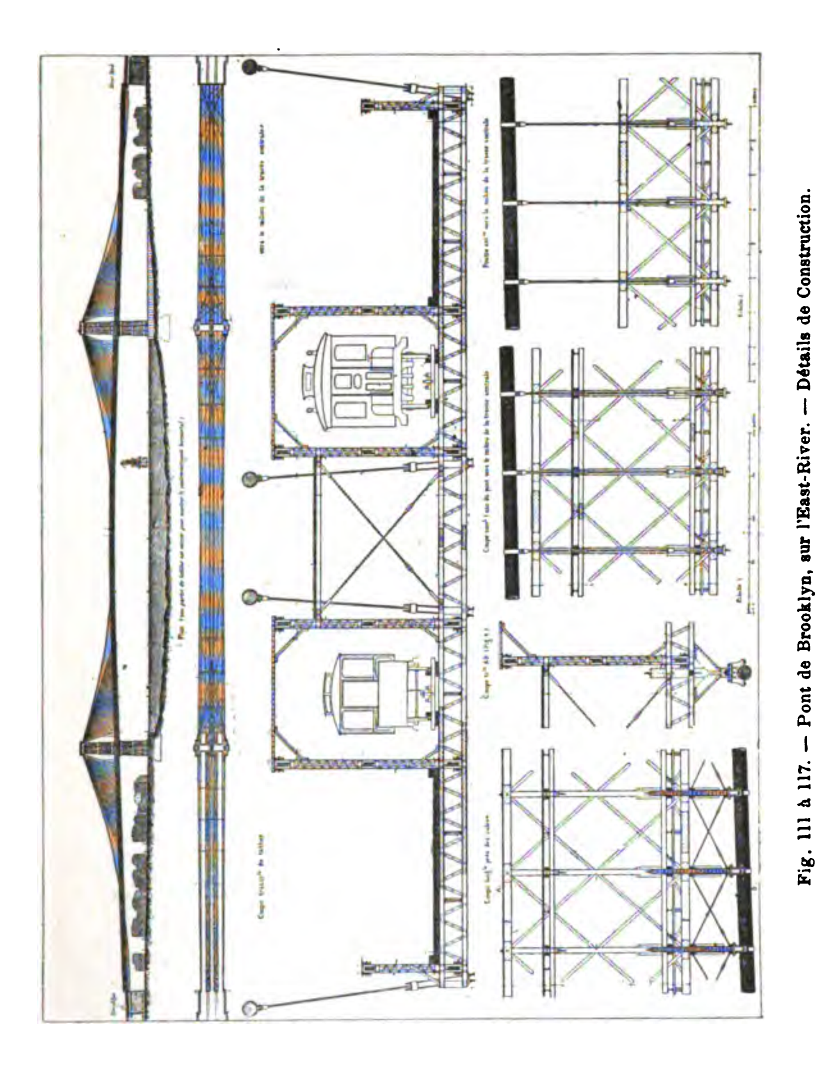


Fig. 111 à 117. — Pont de Brooklyn, sur l'East-River. — Détails de Construction.

la rouillure de l'appareil d'expansion, causes de la destruction des piles en maçonnerie : dans ce but les rouleaux sont rangés entre des plaques de roulement en acier de 0m,0222 (7/8″) d'épaisseur disposées sur le sommier et sous le chariot, et le cadre dans lequel

ils sont enchâssés est dressé de manière à affleurer à frottement doux les extrémités des rouleaux, les bords des plaques de roulement et les surfaces dressées du sommier et du chariot : on espère

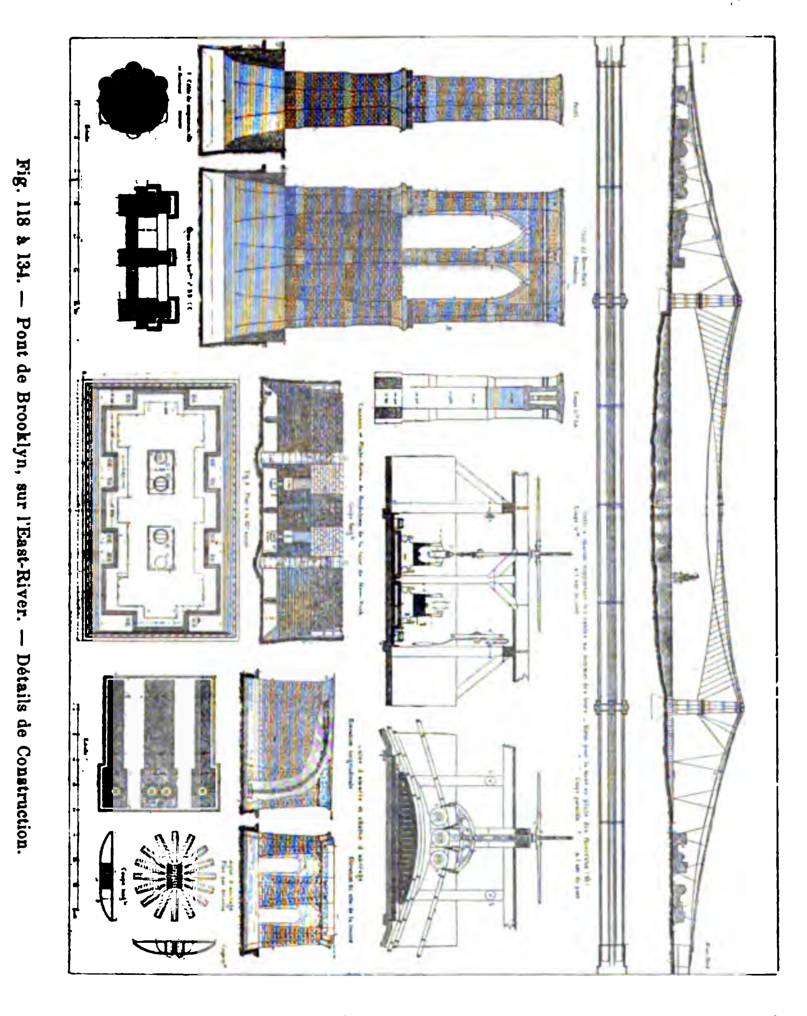


Fig. 118 à 134. — Pont de Brooklyn, sur l'East-River. — Détails de Construction.

ainsi éviter complètement l'introduction de l'eau et, autant qu'il est possible, celle de la poussière.

La construction des tours métalliques s'est faite sans difficulté, en entaillant légèrement les piliers en maçonnerie à leur base, mais la largeur des premières étant moindre que celle des seconds, le contreventement transversal put seul être posé pendant

la construction, et l'on suppléa à l'absence du contreventement longitudinal en reliant provisoirement les colonnes métalliques à la maçonnerie.

Le changement des supports s'est effectué dans les conditions suivantes : les colonnes étant en place, on disposa sur chacune d'elles un pilier en fonte et sur l'ensemble des quatre piliers l'appareil représenté fig. 110, destiné à soulever les câbles pendant le changement. Cet appareil consistait dans un bâti en fer, supportant, à l'aide de barres à œils courbes, deux blocs en fonte qui furent étroitement reliés aux selles des câbles à l'aide de 350 tours de fil d'acier de $0^m,0042$ de diamètre (n° 8 de la jauge de Birmingham) enroulé d'une manière continue sur le bloc et dans les trous de la base des selles.

Les selles étant ainsi rendues solidaires de l'appareil de soulèvement on disposa dessous, entre les piliers, six verrins hydrauliques de la force de 125 tonnes chacun, et, en les manœuvrant simultanément, on souleva progressivement l'appareil et, avec lui, les selles et les câbles. On avait soin de chasser au fur et à mesure des plaques de calage entre le sommet des piliers de fonte et la base du bâti, et, quand les selles furent suffisamment soulevées, le bâti étant bien calé sur les piliers, on maintint une pression suffisante dans les verrins et l'on put enlever l'ancien sommier. En supprimant trois des verrins, on put faire glisser en place le nouveau sommier, disposé d'avance sur une console latérale, comme l'indique la figure 110 et l'on plaça dessus les plaques de roulement, les rouleaux et le chariot ; les trois verrins furent alors remis en place et en soulevant un peu le bâti supérieur, on dégagea les quatre piliers de fonte qui furent débarrassés d'un nombre suffisant de cales ; il ne resta plus alors qu'à laisser redescendre doucement le bâti, en manœuvrant simultanément les verrins jusqu'au moment où la selle reposa sur le chariot, et à enlever ensuite l'appareil de soulèvement.

Bien que la charge totale imposée aux verrins ne fût pas de moins de 650 tonnes, et que le poids de certaines des pièces à manœuvrer fût considérable, 9 tonnes 1/2 par exemple pour le nouveau sommier, l'opération s'effectua sans accident et avec une



Fig. 135. — Pont de Brooklyn, sur l'East-River.

régularité parfaite, en huit heures et demie, pour chacune des trois dernières piles; la première avait demandé un peu plus de temps.

Le passage des trains sur le pont ne fut interrompu que pendant ces courtes périodes.

La démolition des piles en maçonnerie fut ensuite achevée, le contreventement longitudinal remplaçant, au fur et à mesure, les étais provisoires des colonnes.

Le travail fut dirigé par M. L.-L. Buck, qui en avait conçu le projet, avec une habileté qui lui fait le plus grand honneur; la partie métallique des tours fut exécutée dans les ateliers de la Détroit Bridge Co.



N a publié du pont de Brooklyn (fig. 1 et 111 à 135) un grand nombre de descriptions et de dessins, qui en ont fait connaître le détail et la construction; mais rien ne peut rendre l'effet produit par cet ouvrage, le plus merveilleux qui soit sorti des mains d'un Ingénieur.

Le fonçage à l'air comprimé, aux profondeurs de 13^{m},56 et 23^{m},77, des immenses caissons en charpente, de 52^{m},00 sur 31^{m},00, qui servent de base aux piliers, la construction des ancrages, le mode de fabrication en place des câbles, à l'aide d'une passerelle provisoire, ont été décrits avec trop de détails dans les ouvrages précédents pour qu'il soit utile d'y revenir. Nous renvoyons donc à ces ouvrages et, en particulier, au *Portefeuille de l'École des Ponts et Chaussées,* auquel sont empruntées les figures 111 à 134.

On sait que le pont comprend une travée centrale de 486^{m},31 (1595′6″) et deux latérales de 283^{m},46 (930′) chacune, et que le tablier porte deux voies ferrées à traction funiculaire, deux voies charretières et une passerelle élevée pour piétons, d'où l'on a une vue admirable de la ville et du port de New-York.

Dans un ouvrage métallique d'une si longue portée, il a fallu tenir compte de l'influence des variations de température : on avait prévu, dans le projet, deux joints de dilatation partageant la travée centrale en trois parties sensiblement égales. Dans l'exé-

cution, on a renoncé à ce double joint, dont le moindre inconvénient eût été, ainsi que nous le verrons pour les ponts cantilevers, l'inégale répartition du glissement entre les joints, et l'on a fait un joint central unique. En ce point, les poutres sont coupées et les semelles en sont éclissées à l'aide de fortes barres de fer de 200 mm. × 40 mm., longues d'environ 3 mètres, rivées sur l'un des tronçons et glissant sur l'autre dans un fourreau formé par les fers en U des semelles et par une gaine de frettes boulonnées.

Les mouvements au joint de glissement sont très sensibles sous l'influence des variations de température, et sont même visibles au passage des charges; néanmoins, malgré la circulation très intense de voitures lourdement chargées et de trains à traction funiculaire[1] qui le parcourent à la vitesse de 16 kilomètres (10 milles) à l'heure, le pont vibre aussi peu qu'aucun autre pont métallique.

Nous empruntons à l'ouvrage de MM. Lavoinne et Pontzen le tableau ci-après, qui donne tous les éléments des trois grands ponts à tablier rigide de Niagara, Cincinnati et Brooklyn :

1. — DONNÉES GÉNÉRALES	PONT de Niagara	PONT sur l'Ohio à Cincinnati	PONT sur l'East River à New-York
Époque de la construction...	1851 à 1855	1867	1873 à 1879
Longueur de la travée principale	250m	322m	486m,31
Longueur des travées latérales	»	90m	283m,46
Longueur des rampes d'accès	»	»	296 et 476
Largeur totale	7m,30	10m,98	25m,92
Hauteur libre au-dessus des basses eaux	67m	30m,50	25m,92
Poids propre du tablier par mètre courant	3.000k	3.300k	10.000k
Poids propre du tablier par mètre carré de surface utile	235k	300k	417k
Charge roulante par mètre courant	2.500k	1.650k	3.300k
Charge roulante par mètre carré de surface	172k	150k	137k,5
Poids des câbles par mètre courant	1.500k	1.000k	2.826k
Poids total par mètre courant	7.000k	5.950k	16.126k

1. — On est quelquefois obligé, en cas d'arrêt de la machinerie fixe, de remorquer les trains à l'aide de machines. Mais, même dans ce cas, on n'a jamais constaté de vibrations excessives.

2. — Cables de suspension	PONT de Niagara	PONT sur l'Ohio à Cincinnati	PONT sur l'East River à New-York
Métal employé	Fil de fer.	Fil de fer.	Fil d'acier.
Nombre de câbles principaux	4	2	4
Flèche verticale	20 et 16,25	27	39
Rapport de la flèche à l'ouverture	1/12 et 1/15	1/8.5	1/12.5
Inclinaison du plan des câbles sur la verticale.	1/6	1/7	1/20
Hauteur des points de suspension au-dessus du tablier	24m,40	39m,65	42m
Diamètre des câbles principaux	0m,254	0m,313	0m,400
Nombre { de câbles élémentaires	49	7	19
Nombre { de fils dans chaque câble élémentaire	19	370	331
Nombre { total de fils par câble principal	931	2.590	6.289
Diamètre des fils	3mm,4	3mm,4	4mm,3
Poids du mètre courant de fil	0k,085	0k,085	0k,106
Section de l'ensemble des fils	1.560cq	1.078cq	3.450cq
Tension des câbles au point le plus bas	0.362T	2.874T	11.490T
Tension maxima par mm²	19k,6	26k,7	33k,3
Tension par mm², due au poids propre	12k,6	19k,5	26k,5
Limite de résistance à la rupture par mm²	70k,0	71k,0	112k,5
Limite d'élasticité par mm²	35k,2	35k,3	52k,8
Coefficient de sécurité	3,57	2,66	3,38
3. — Haubans			
Nombre de haubans correspondant à chaque demi-câble	8	20	35
Longueur moyenne	52m	64m	95m
Fraction de la longueur du tablier non soutenue par les haubans	0,40	0,45	0,34
4. — Cables de retenue			
Nombre	56	»	»
Section totale	600cq	1.177cq	1.681cq
Tension maxima par mm²	13k	12k	17k
Limite de résistance à la rupture	35k	35k	56k


Le pont de Cincinnati, commencé en 1856 et fini seulement en 1867, par suite d'une interruption due à la guerre de Sécession, n'avait, depuis sa mise en service, subi aucune réparation importante. La Compagnie propriétaire a chargé, en 1891, M. G. Bouscaren de visiter les ancrages et d'y faire exécuter les réparations qu'il jugerait nécessaires.

Au pont de Cincinnati, comme au pont aqueduc de Pittsburg et au pont suspendu de Niagara, les ancrages avaient été noyés dans un massif de ciment. John Rœbling avait en effet une foi absolue dans les vertus préservatrices de ce procédé, foi partagée, d'ailleurs, en Amérique, par la plupart des ingénieurs, jusqu'à

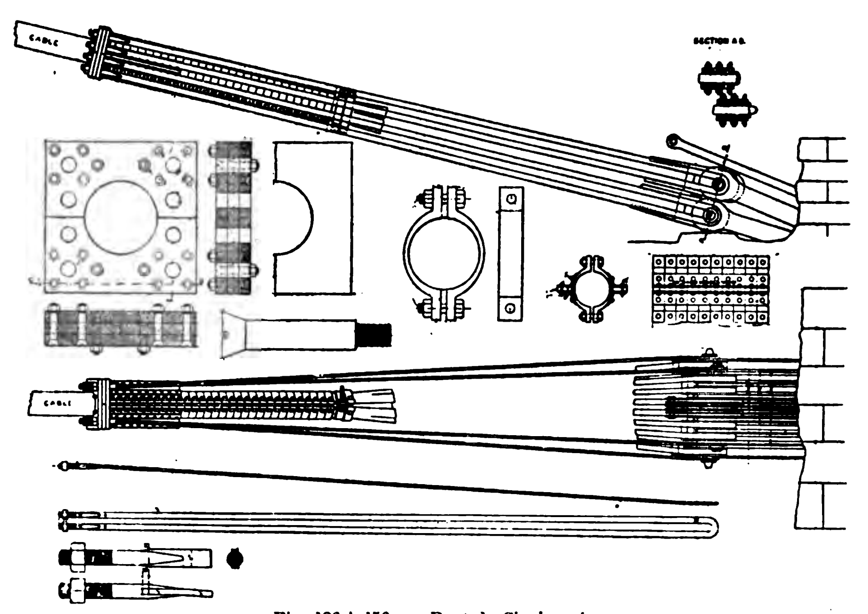


Fig. 136 à 150. — Pont de Cincinnati.
Réparation des Ancrages. Dessins de détails.

ce que l'examen des ancrages du pont de Niagara y eût révélé de graves corrosions.

L'inspection du pont de Cincinnati (fig. 136 à 150) a confirmé pleinement l'expérience précédente.

Les câbles de ce pont se composent de 7 torons, comprenant chacun 740 fils de fer de 0^{m},0037 de diamètre (n° 9 de la jauge de Birmingham).

D'après le rapport de Rœbling, chaque fil ayant une résistance limite de 733^{kg},86, le câble aurait une résistance de 3.805^{T},2.

Les torons sont serrés, de distance en distance, par des frettes en fils de 0^{m},0034 (n° 10 de la jauge) et les câbles sont frettés d'une gaine continue de ces fils. Cette gaîne s'arrête à environ

$0^m,30$ à l'intérieur du parement du massif d'ancrage et, de ce point, les torons divergent, pour s'assembler avec les chaînes d'ancrage à l'aide de deux boulons de $0^m,115$.

Le boulon supérieur relie 3 torons et 7 barres; le boulon inférieur, 4 torons et 10 barres.

La maçonnerie fut démolie de manière à découvrir tout le câble et environ $1^m,20$ des barres d'ancrage.

On trouva les mortiers en assez mauvais état et adhérant, en général, aux câbles par l'intermédiaire d'une épaisse gangue de rouille; cependant en quelques points les fils étaient intacts.

Pour nettoyer les fils on se servit exclusivement de grattoirs et de brosses d'acier, à l'exclusion de tout ciseau ou burin, en facilitant l'enlèvement de la rouille à l'aide d'huile de houille.

Après l'enlèvement de la croûte extérieure et des fils du frettage, on se servit de coins de bois pour ouvrir les torons et assurer la pénétration de l'huile. Mais dans les parties courbes reposant sur les selles de fonte portées par les boulons, et dans le câble, au delà de la jonction des torons, le nettoyage et le graissage demeurèrent forcément très imparfaits.

Les fils extérieurs, une fois nettoyés, révélèrent une forte réduction de section; certains même, entièrement rongés, se cassèrent pendant le nettoyage, et il en fut ainsi de tous ceux qui étaient en contact avec du bois ou de la pierre.

Les fils intérieurs, au contraire, étaient dans des conditions relativement satisfaisantes.

La réduction de la section fut évaluée à 1/8. Des essais à la rupture faits sur 12 spécimens prélevés sur les fils cassés, dans la partie la mieux conservée de ces fils, montrèrent une diminution de résistance d'environ 2 °/₀, attribuable à une légère réduction de la section. On ne put rien conclure des allongements, les rapports de Rœbling ne donnant aucun renseignement à ce sujet.

Les barres d'ancrage étaient piquées de rouille, mais ne présentaient pas de détériorations graves.

On se proposa :

1° de rendre aux câbles leur résistance primitive;

2° de les préserver, à l'avenir, de la rouille.

Le premier résultat fut réalisé à l'aide de quatre étriers en fer de $0^m,025 \times 0^m,076$ (fig. 136 à 150) reliant les chaînes d'ancrage aux câbles. Ces étriers embrassent les extrémités des chevilles, qui heureusement avaient été laissées un peu longues, et leurs branches, filetées, sont serrées à l'aide d'écrous sur un plateau qui en transmet la tension au câble par l'intermédiaire de colliers à friction, enveloppant le câble en dehors du massif d'ancrage.

Les colliers, au nombre de 30, ont $0^m,102 \times 0^m,019$ et sont serrés à l'aide de deux boulons de $0^m,038$; ils ont leurs abouts

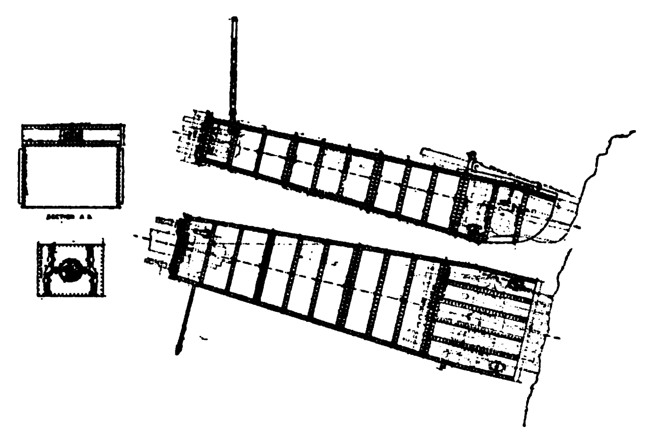


Fig. 151 à 154. — Caisse enveloppant les Câbles réparés.

dressés et sont placés au contact et à la suite les uns des autres, de manière à former autour du câble un manchon continu de $0^m,254$ de long. Des ailes formées de quatre cornières de $0^m,127 \times 0^m,127$, comprenant entre elles des barres de $0^m,038 \times 0^m,127$ et rivées aux 10 derniers colliers, servent d'appui au plateau, qui se compose de six tôles de $0^m,051 \times 0^m,330 \times 0^m,660$ dressées sur toutes leurs faces et assemblées, à joints brisés, à l'aide de 20 boulons à tête fraisée de $0^m,032$. Avant de poser les colliers, on brûla et gratta l'ancienne peinture, et on la remplaça par une épaisse couche de céruse, saupoudrée de sable fin, pour augmenter le frottement. Les boulons des colliers furent serrés par deux hommes, agissant sur une clé de $0^m,76$.

M. Bouscaren évalue ainsi les conditions de résistance du système:
Tension approximative dans un boulon d'un collier. . $8.154^{k},00$

Pression totale exercée par les 60 boulons sur un plan diamétral du câble . . . . $489^{T},24$

Frottement résultant, en supposant la pression uniformément répartie sur les 18/19 de la circonférence du câble.

$$489^{T},24 \times \frac{18}{19} \times \pi \times 0.25 = 363^{T},67$$

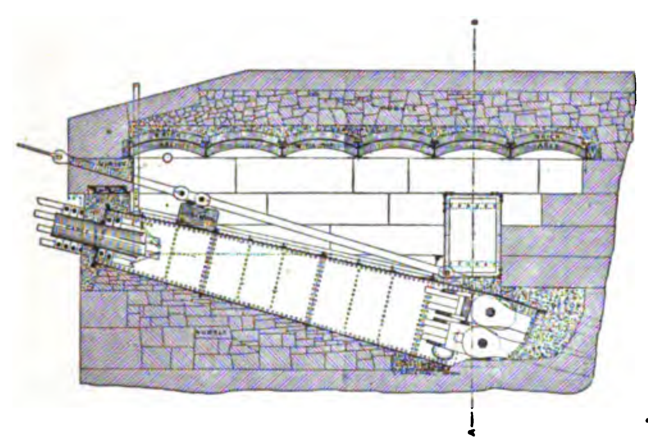


Fig. 155. — Coupe longitudinale d'un Ancrage réparé.

Diminution estimée de la force du câble. . . . . $1/8 \times 3.805^{T}.2 = 475^{T},65$

Renforcement dû aux barres auxiliaires . . . . $3 \times 8 \times 22^{T},65 = 543^{T},60$

Effort imposé aux barres. . $1/5 \times 543^{T},60 = 108^{T},72$

Coefficient de sécurité : rapport de la résistance au glissement, à la tension dans les barres. . . . . . $\dfrac{363^{T},67}{108,72} = 3,34$

Le réglage de la tension des barres se fit d'une manière assez curieuse. On voulait leur donner à chacune une tension de 27.180 kilogrammes. Dans ce but, on coula 6 cylindres en plomb, provenant du même lingot, de 0,051 de diamètre et 0,076 de hauteur, et on comprima progressivement deux de ces cylindres, en notant les raccourcissements, jusqu'à 45.300 kilogrammes,

limite de la force de la machine Riehlé dont on disposait. On constata qu'à partir d'un point critique compris entre 140 et 196 k. par centimètre carré la courbe obtenue en prenant les pressions pour abscisses et les raccourcissements pour ordonnées était absolument régulière. On en déduisit le raccourcissement correspondant à un effort de 22.650 kilogrammes. Les quatre autres cylindres furent alors interposés entre le plateau et quatre plaques reposant sur les ailes du manchon, et, en serrant les écrous des étriers, bien graissés au préalable, on les ramena à la longueur voulue. Au dernier tour, l'effort exercé sur les clés

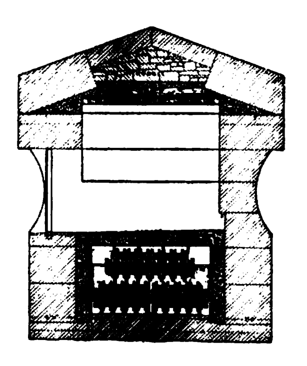


Fig. 156. — Coupe transversale d'un Ancrage réparé.

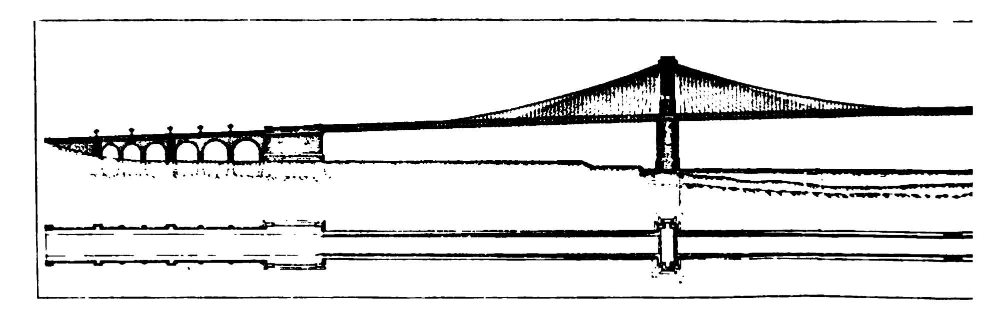


Fig. 157 et 158. — P

fut mesuré au dynamomètre. Les cylindres de plomb ayant été ensuite enlevés, on put obtenir la tension voulue, en serrant à nouveau les écrous jusqu'à l'effort limite précédemment indiqué par le dynamomètre.

L'effort limite que l'on exerça sur la clé, pour chaque écrou, fut ainsi fixé à 113k,250.

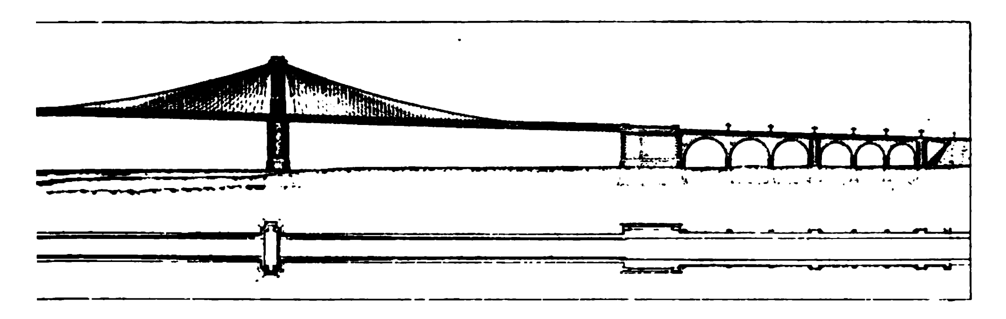
Pour éviter toute oxydation ultérieure, un réservoir en tôle fut construit autour des câbles, et surmonté d'une chambre accessible comme les figures 151 à 156 l'indiquent; les joints délicats

furent garnis de plomb soigneusement, maté puis le réservoir fut rempli de paraffine liquide, choisie de préférence à cause de sa fluidité et de ses propriétés comme matière inerte. Dans le premier ancrage réparé de la sorte, la caisse n'étant pas suffisamment étanche, l'huile se fit jour à travers les maçonneries et l'on dut la remplacer par de la paraffine solide. Des précautions spéciales prises pour les autres ancrages évitèrent le retour de cet inconvénient.



E système des ponts suspendus à tablier rigide n'a guère reçu d'applications depuis l'achèvement du pont de Brooklyn.

Toutefois, parmi les quelques ouvrages de ce genre projetés ou en cours d'exécution, nous citerons le pont de Peekskill, en construction sur l'Hudson depuis plusieurs années, et le pont d'Arling-



'Arlington (projet).

ton, que le Gouvernement a projeté de construire sur le Potomac, pour relier Washington à Arlington (fig. 157 et 158). Ce dernier pont, que la fig. 157 représente, aurait une travée centrale de 335^{m},50 (1.100') et deux latérales de 198^{m},86 (652'). La hauteur libre, du niveau des plus hautes eaux à la partie inférieure des poutres, serait de 32^{m},025 (105'). Le pont aurait 16^{m},47 (54') de largeur et comporterait une voie charretière de 10^{m},37 (34') et deux trottoirs de 2^{m},44 (8'). Les câbles seraient en acier, et les tours, hautes de 64^{m},05 (210'), en maçonnerie de granit.

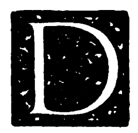
La « surcharge vive[1] » admise par le lieutenant-colonel P. C. Hains, auteur du projet, est de

340 kilogrammes par m. q. . . . . (70 lb. par pied carré).

La dépense est évaluée ainsi qu'il suit :

Approche de l'Est.

Remblai et murs de soutènement. . . . . $	19.000	soit environ	95.000f,00
Viaduc en maçonnerie. . .	232.000	—	1.160.000f,00
Massif d'ancrage de l'Est. .	424.000	—	2.120.000f,00
Tour de l'Est	392.000	—	1.960.000f,00
Approche de l'Ouest.			
Remblai et murs de soutènement.	81.000	—	405.000f,00
Viaduc en maçonnerie. . .	395.000	—	1.975.000f,00
Massif d'ancrage de l'Ouest.	521.000	—	2.605.000f,00
Tour de l'Ouest.	404.000	—	2.020.000f,00
Superstructure métallique.	623.000	—	3.115.000f,00
Somme à valoir.	500.000	—	2.500.000f,00
Total. . . . . $	3.591.000	—	17.955.000f,00



DANS les ponts à câbles rigides construits jusqu'à ce jour, les câbles sont composés de barres à œils parallèles, et les boulons d'articulation sont utilisés pour y relier les pièces auxiliaires qui en assurent la rigidité[2].

Ils sont d'ailleurs construits dans des systèmes entièrement

1. — Il peut paraître étrange de donner à une surcharge uniforme l'épithète de « vive »; néanmoins cette dénomination est justifiée, comme nous le verrons au chapitre X, par un coefficient spécial dont on affecte les charges vives dans les calculs de résistance.

2. — Il existe bien un autre type de ponts suspendus à câbles rigides, connu sous le nom de Claxton-Fidler (fig. 181), dans lequel n'entrent que des câbles en fils métalliques. Mais ce système, bien que préférable aux ponts suspendus vulgaires, n'a pas reçu d'applications qui permettent de le comparer aux différents systèmes de ponts rigides que nous décrivons.

différents. Dans le « North Side Bridge » (fig. 159), chaque ferme est composée de deux câbles, reliés par une triangulation : c'est, renversé, le dessin des arcs du Pont de Saint-Louis.

Chacun des deux autres ouvrages, le « Point-Bridge » (fig. 160) et le viaduc de « Grand Avenue » (fig. 164), comporte au con-



Fig. 159. — North Side Bridge.

traire un seul câble par ferme, et la rigidité est obtenue à l'aide de membres spéciaux qui n'interviennent que pour résister aux efforts tendant à déformer la courbe des câbles.

Le premier de ces ponts suspendus correspond d'ailleurs aux arcs à double articulation; les deux autres, aux arcs à triple articulation.

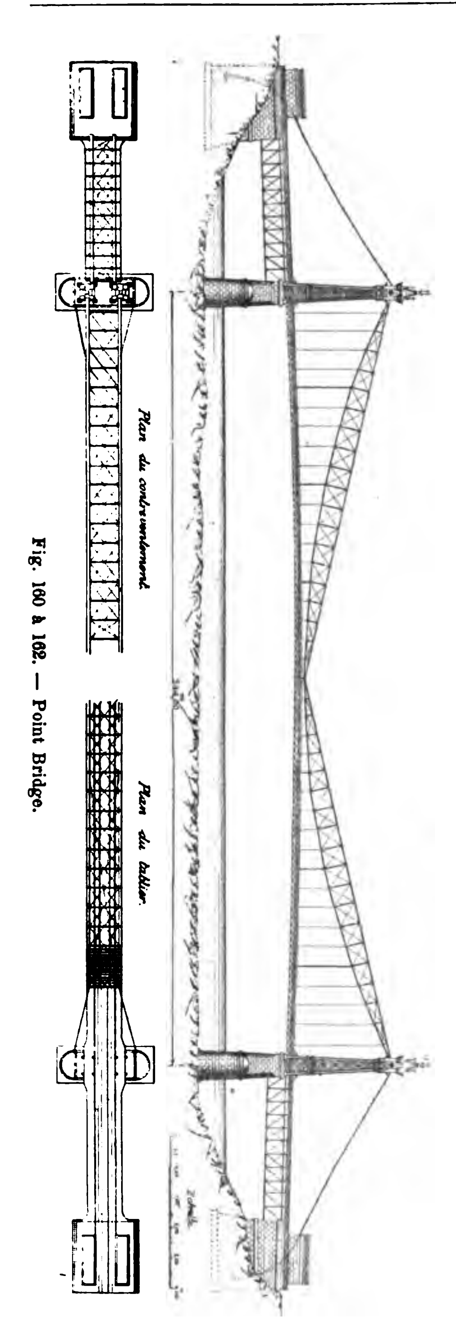


Fig. 160 à 162. — Point Bridge.

Le plus ancien est le « Point Bridge » (fig. 160 à 162), construit en 1876-77, par M. Hemberlé, sur la Monongahela, à Pittsburg. Ce pont comporte une seule travée suspendue de 244^{m},00, à laquelle donnent accès, de chaque côté, des poutres Pratt de 44^{m},23 de portée. Les tours, en métal, établies sur des piles en maçonnerie, s'élèvent à 54^{m},00 au-dessus des basses eaux.

Les câbles reposent sur les tours par l'intermédiaire de chariots de dilatation.

Le tablier, supporté par des fermes Pratt suspendues aux câbles, comporte une voie charretière de 6^{m},40, donnant passage à deux voies de tramways, et deux trottoirs de 1^{m},80.

Les câbles ont une forme parabolique et chaque moitié en est armée, comme un bowstring, à l'aide d'un entrait rectiligne en tôles et cornières, auquel elle est réunie par des entretoises et par un double système de tirants ajustables.

Cette armature rigide n'a d'ailleurs été reliée définitivement au

câble qu'après l'achèvement du tablier : elle ne prend donc aucune part de la charge morte.

La stabilité latérale est assurée d'une manière très complète : il existe deux câbles horizontaux de contreventement, attachés aux avant-becs des piles; les fermes et le tablier sont contreventés par des entretoises et par des tirants ajustables; enfin les tiges de suspension sont reliées, de distance en distance, par un contreventement transversal.

Pour plus de détails, nous renverrons à l'ouvrage de MM. Lavoinne et Pontzen sur les chemins de fer en Amérique.



E « North-Side Bridge » a été construit en 1883-84 par M. Gustav Lindenthal, à qui nous sommes redevable des dessins et des renseignements relatifs à cet élégant ouvrage (fig. 159).

Ce pont, dont l'atlas donne les dessins complets, relie Pittsburg à Allegheny, en franchissant l'Allegheny, rivière navigable pour les vapeurs de faibles dimensions, les barges et les trains de bois. Il a une longueur totale de 329^{m},40 (1080′) entre les massifs d'ancrage et donne passage à une voie charretière de 6^{m},10, bordée de deux trottoirs en encorbellement de 2^{m},14.

Les câbles, composés de barres à œils, ont une courbure circulaire; ils sont au nombre de quatre, superposés, deux à deux, de chaque côté de la voie charretière. Ils sont espacés de 3^{m},05 et reliés par une triangulation. Les membres de cette triangulation sont formés de barres à œils latticées. Il en est de même des tiges de suspension, qui supportent les pièces de pont. Les tours, en fer, reposent sur des piles en maçonnerie mesurant à leur partie supérieure 3^{m},66 sur 13^{m},115.

Les ancres, auxquelles sont attachés les câbles, sont formées de fers en I noyés dans un massif de béton, à 13^{m},70 environ audessous du niveau de la route.

Pour faciliter le travail à l'usine et le montage, on a donné aux barres à œils des câbles une section uniforme, ainsi qu'aux barres de la triangulation. On a évité ainsi l'augmentation de dépense qu'eût entraînée la réalisation des faibles différences de section indi-

quées par le calcul, et les risques d'erreurs que crée, dans un travail rapide, l'emploi de pièces semblables ne présentant que de très légères différences d'épaisseur.

Il n'a été fait exception que pour la travée de 24m,00, à câbles rectilignes, qui franchit les voies ferrées sur la rive d'Allegheny. Dans cette partie, qui constitue une véritable poutre droite, les efforts variant d'une manière beaucoup plus sensible que dans les arches, les barres des semelles, comme celles de l'âme, ont des sections variables. En outre, les barres de chaque segment de la semelle supérieure sont reliées entre elles, comme les dessins l'indiquent, à l'aide de tiges rivées et de bagues, d'une manière qui leur permettrait, à l'occasion, de résister à des efforts de compression.

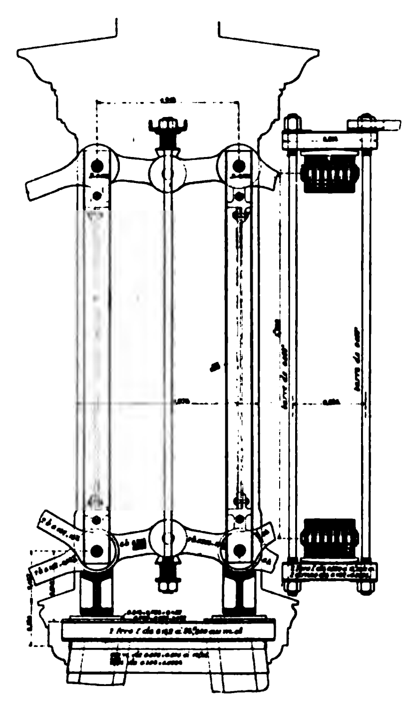


Fig. 163 et 164. — Articulation sur une Pile.

Pour éviter la production de moments fléchissants sur les appuis, M. Lindenthal a eu recours à un artifice ingénieux, qui permet le libre jeu de la dilatation et réalise aux naissances l'articulation *effective* des arcs renversés, sans altérer le parallélisme des câbles au voisinage des tours. Les figures 163 et 164 et les dessins à grande échelle de l'album représentent assez clairement les dispositions adoptées pour qu'il soit inutile de les décrire. Des articulations semblables sont interposées, d'une part entre la partie courbe des câbles et la partie rectiligne, où ils forment une poutre droite, d'autre part entre les câbles doubles des arches et les câbles simples des ancrages. Cette précaution supprime entièrement la production de moments fléchissants dans les fermes sous l'in-

fluence de l'affaissement possible des tours, des changements de température ou d'une répartition quelconque des charges.

Les câbles sont en fer et ont une section totale de 129.032$^{mm^2}$ (200").

Le poids mort de la superstructure est de 4.166 kilogrammes par mètre courant (2.800 lb par pied courant). La surcharge vive admise a la même valeur (4.166 kilogrammes par mètre courant).

Les tours et les câbles sont calculés avec un coefficient de sécurité de quatre, en admettant pour le fer une limite de résistance de 33^k,600 par millimètre carré (48.000 lb par pouce carré). Mais le fer employé a donné aux essais une limite de résistance supérieure, variant de 35^k,000 à 37^k,000 par mm² (50.000 à 53.000 lb par pouce carré).

Le pont a une rigidité remarquable, pour un pont suspendu. On y autorise le passage au trot de toutes les voitures portant des fardeaux courants. Il ne se produit de vibrations appréciables que dans le cas de chargement inégal des deux travées principales; mais ces vibrations sont peu importantes, et de beaucoup inférieures à celles que l'on constate dans aucun autre pont suspendu d'égale portée.

Sous l'influence des variations extrêmes de température la flèche des câbles varie de 0^m,25.

La construction de la partie métallique a été exécutée, à l'aide d'échafaudages, en quatre semaines.



LE viaduc de « Grand Avenue », construit en 1891, à Saint-Louis, donne passage à l'avenue de même nom par-dessus les voies très nombreuses des lignes de chemins de fer qui rayonnent de cette ville vers l'Ouest.

Il se compose d'une travée centrale de 122^m,00 (400') de portée, ayant la forme d'un arc renversé à triple articulation, et de deux travées latérales de 45^m,77 (150' 1").

Le tablier comporte une voie charretière de 10^m,98 et deux trottoirs de 3^m,66.

Les fermes et les tours sont en acier.

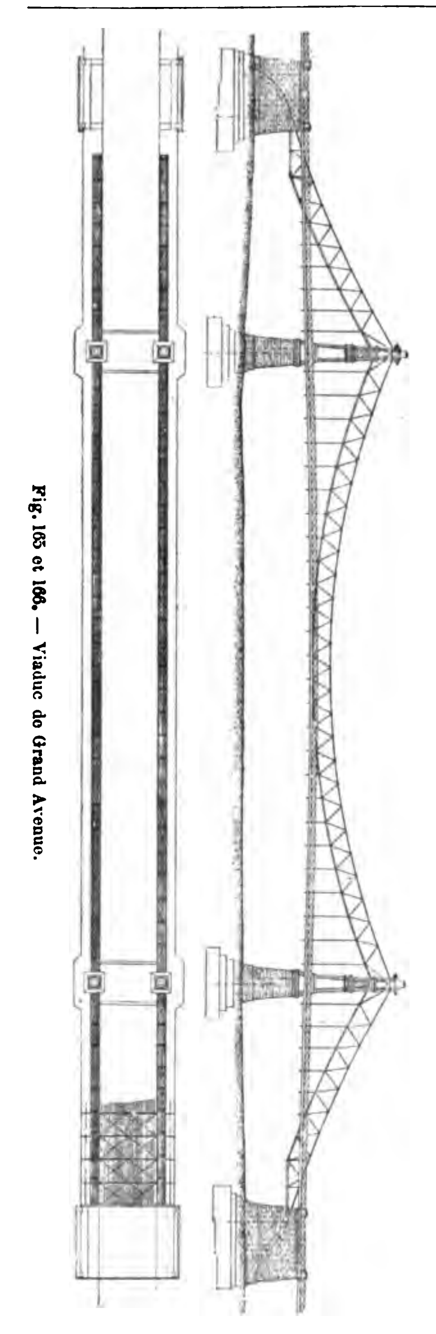


Fig. 165 et 166. — Viaduc de Grand Avenue.

La partie métallique du tablier et le contreventement sont en fer. La chaussée est pavée en blocs de pin blanc.

Les maçonneries des piles et des culées sont en calcaire magnésien, à part les pierres de taille, qui sont en granit.

Les câbles, au nombre de deux seulement, sont composés de barres à œils et ont une courbure circulaire. La rigidité en est obtenue à l'aide d'une poutre tubulaire en cornières, tôle et treillis, de $0^{m},457$ de hauteur sur $0^{m},355$ de largeur, parallèle au câble, auquel elle est reliée par une triangulation dont les pièces sont, comme dans le North Side Bridge, formées de barres à œils réunies par un double lattis (fig. 165 et 166). La distance du câble à la poutre tubulaire, située au-dessous, est de $3^{m},66$. La poutre est interrompue au centre de la travée et sur les piles. Toutefois, cette pièce, dont la partie utile s'arrête au dernier boulon, voisin des piles, est prolongée jusqu'à l'intérieur des tours, par un dernier élément qui est assemblé de manière à ne subir aucun effort, et qui ne joue guère qu'un rôle purement architectural.

Les tiges de suspension du tablier, formées de poutre en I composées de quatre cornières et d'une âme en treillis, sont articulées aux points de rencontre de la poutre avec les barres de la triangulation.

Les ancrages ont été l'objet d'un soin tout particulier. Ainsi que les dessins l'indiquent, le câble, en pénétrant dans les massifs des culées, s'infléchit jusqu'aux ancres de telle sorte que le dernier élément a une inclinaison d'environ 45°. Cette disposition, générale dans les ponts suspendus américains, est complétée au

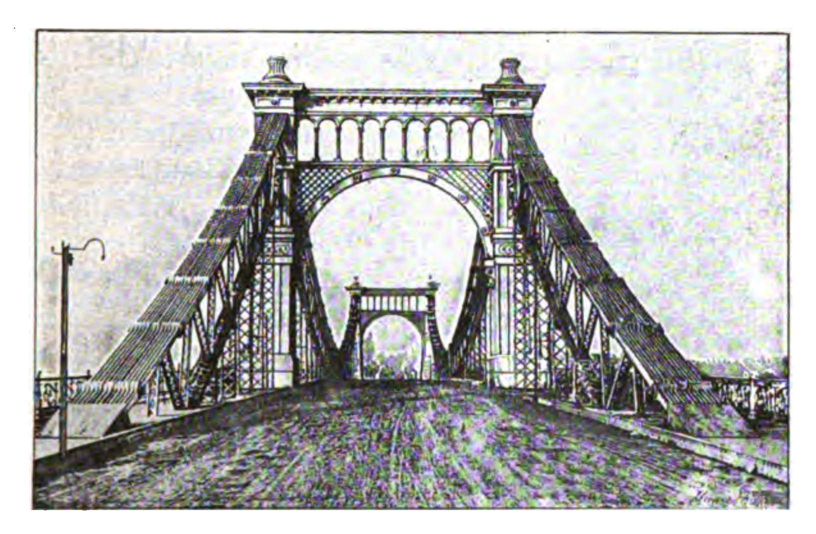
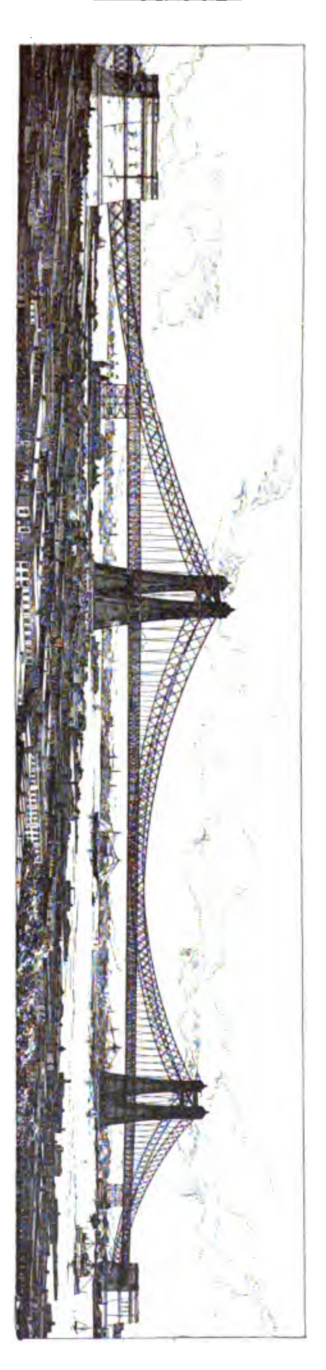
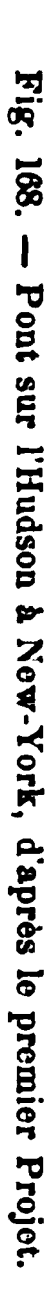


Fig. 167. — Viaduc de Grand Avenue.

pont de Grand Avenue par un certain nombre d'innovations qui constituent de sérieux progrès : d'abord les câbles d'ancrage, et les ancres elles-mêmes, au lieu d'être noyés dans les maçonneries, sont logés dans des galeries qui en rendent l'inspection facile à tout moment; en outre les boulons d'articulation du câble d'ancrage s'appuient sur des supports oscillants qui permettent le libre jeu de la dilatation et de l'élasticité et évitent la production de fissures dans les maçonneries. L'ancrage présente donc à la fois plus de résistance et plus de sécurité.

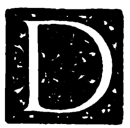
Le projet a été dressé et les travaux dirigés par M. Carl Gayler, ingénieur des Ponts de la Ville de Saint-Louis.




Fig. 168. — Pont sur l'Hudson à New-York, d'après le premier Projet.

Les barres à œils, dont le poids total est de 500 tonnes, ont été fabriquées par l'Edgemoor Bridge Co. et ont donné d'excellents résultats aux essais de barres achevées, faits à la machine de l'Union Bridge Co., à Athens. L'acier, fabriqué par le procédé Bessemer, en était fourni par le grand établissement Carnegie, Phipps et Co. La construction a été faite, sur échafaudages, par la King Iron Bridge and Manufacturing Co.

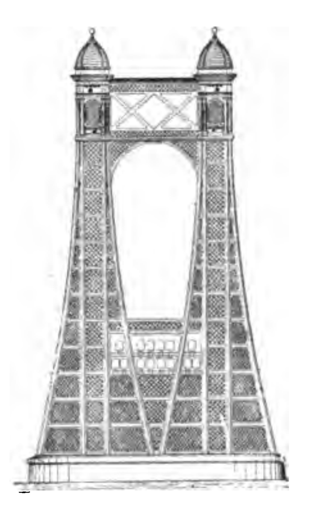
Le prix de revient total de l'ouvrage s'est élevé à 2.250.000f,00 ($ 450.000).

ANS le grand pont suspendu projeté sur l'Hudson à New-York (fig. 168), les câbles doivent être composés de fils d'acier. L'emploi de barres à œils facilite la construction et le montage, dans les ponts de moindre dimension, que l'on peut assembler sur échafaudages; mais il donnerait lieu à des difficultés insurmontables dans un ouvrage aussi gigantesque, qui doit être monté sans point d'appui intermédiaire, au-dessus du port même de New-York. L'emploi du métal en fils est d'ailleurs très avantageux, en raison de la résistance que celui-ci acquiert sous cette forme, — ré-

sistance presque triple de celle qu'on peut obtenir dans les barres à œils, — et les principaux motifs qui y ont fait renoncer dans les ponts que nous venons de décrire sont les sujétions de la fabrication des câbles et les difficultés que l'on éprouve pour y fixer d'une manière invariable les membres des fermes rigides.

M. G. Lindenthal a trouvé des solutions, heureuses pour la plupart, de ces difficultés, et son projet mérite une description détaillée, bien que l'ouvrage ne soit point exécuté.

Le « North River Bridge » doit être construit par une compagnie spéciale, pour réunir les deux rives de l'Hudson et permettre aux nombreuses lignes de chemins de fer qui ont leurs gares terminales à Jersey City et à Hoboken, et ne communiquent avec New-York que par des ferries, de se relier directement avec celles qui aboutissent, à New-York, au *Grand Central Dépôt.*



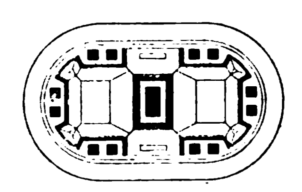


Fig. 169 et 170. — Tours du Pont sur l'Hudson.

Il n'y a pas moins de dix *routes* à double voie qui se terminent sur la rive droite de l'Hudson. L'une, le Pennsylvania Rail Road, a même quatre voies entre Philadelphie et Jersey City; aussi M. Lindenthal a-t-il été amené en 1891 à porter de 6 à 14 le nombre des voies auxquelles le pont devra donner passage (voir l'atlas).

D'après le projet d'exécution, le pont doit avoir une longueur totale de 2.257^{m},00 (7.400′) et comprendre une travée centrale de 945^{m},50 (3.100′) et deux latérales de 549^{m},00 (1.800′). La hauteur libre, au centre de l'arche, doit être de 45^{m},75 (150′) au-dessus des plus hautes eaux.

Les piles, fondées sur le roc, auront 106^{m},75 (350′) sur 57^{m},95 (190′). Sur la rive de New-Jersey, le roc se trouve à une profondeur de 25^{m},92 (85′); du côté de New-York, il faudra descendre

jusqu'à 58^{m},56 (192′) au-dessous de l'eau. Les fondations se feront de la manière suivante : les caissons, en fer, seront partagés en compartiments par des cloisons. A l'aide de sondages, on se rendra compte très exactement de la forme du rocher à l'emplacement des fondations. Les bords inférieurs des caissons recevront le profil voulu pour s'y appuyer exactement. Les caissons ne sont d'ailleurs pas destinés à porter le poids des tours, mais seulement à former, à la manière de bâtardeaux, une enceinte dans laquelle on pourra couler sur le rocher une fondation en béton. Les caissons seront foncés par dragages[1]. A partir de la cote 6^{m},10 (20′) au-dessous des hautes eaux, les piles seront faites de maçonnerie de granit, répartie en un certain nombre de piliers, le reste de l'enceinte du caisson étant rempli d'enrochements et de pierraille.

Les tours, en acier, doivent avoir 183^{m},00 (600′) de hauteur.

Chaque tour (fig. 169 et 170) sera formée de deux piliers jumeaux composés chacun de huit colonnes, reliées par un treillis de cornières. La charge totale imposée à chaque pile sera d'environ 80.000 tonnes. Les quatre colonnes centrales doivent être fixes, les douze autres étant mobiles sur des boulets d'acier.

Le pont doit avoir à la fois câbles rigides et tablier rigide.

Dans l'avant-projet (fig. 168), les deux câbles, à courbe circulaire, devaient être reliés par un système triangulaire *double*. Dans le projet d'exécution, au contraire, les câbles ont une courbure parabolique et le système raidisseur, bien que comprenant deux systèmes de diagonales, ne constitue en réalité qu'une poutre Pratt *simple,* une seule diagonale travaillant à la fois dans chaque panneau, sous l'influence d'une charge donnée (voir l'Atlas).

Les poutres du tablier sont aussi du système Pratt.

Les dessins donnent une idée suffisante de la construction de ces diverses parties et des fermes transversales qui permettront de donner au pont trois étages superposés, sans augmenter le nombre des câbles. L'étage inférieur doit donner passage à huit voies de chemin de fer à lourd trafic, le poids admis pour les machines

1. — Nous donnons plus loin des détails sur cette méthode, employée aux ponts de Poughkeepsie, d'Hawkesbury, etc.

étant de 100 tonnes. L'étage moyen comportera deux autres voies à lourd trafic et quatre voies pour lignes de banlieue, dont les machines ne pèsent pas plus de 50 tonnes; enfin, à la partie supérieure, doit se trouver une passerelle pour piétons. Les rails sont renfermés dans de profonds longerons en augets, destinés à éviter les déraillements, entre lesquels sera tendu un fort treillis de fils d'acier, capable de supporter le poids d'un train déraillé : dans ces conditions la neige et la pluie ne pourront pas s'accumuler sur le tablier, qui donnera en même temps moins de prise au vent.

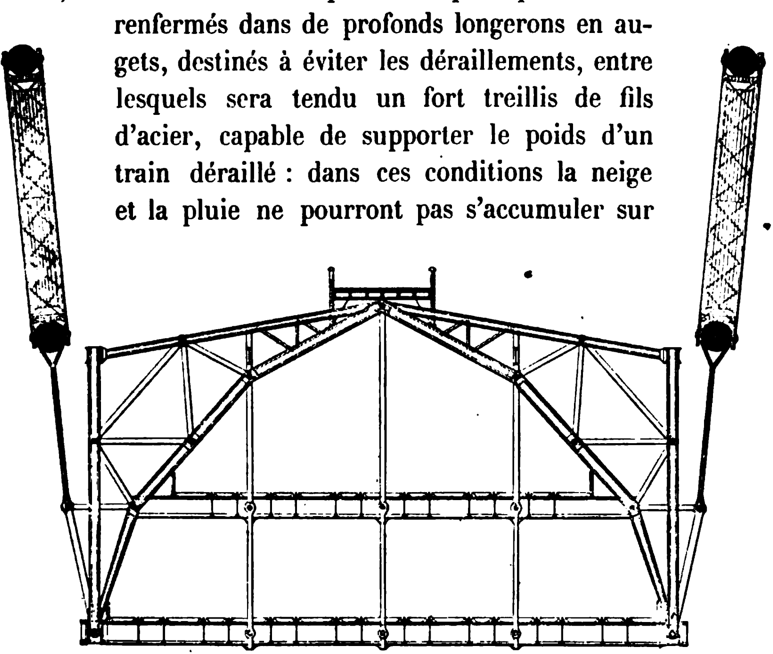


Fig. 171. — Coupe transversale du Pont sur l'Hudson.

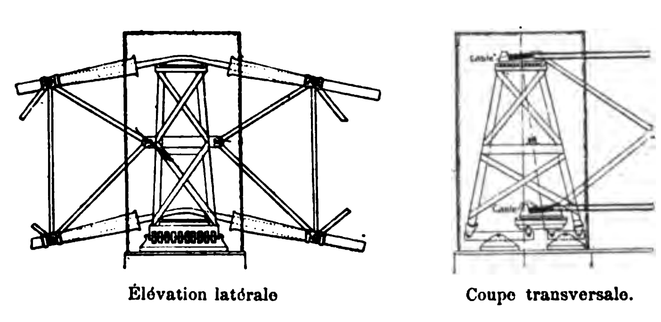
Les câbles reposeront sur les tours par l'intermédiaire de selles, mobiles sur des boulets d'acier; la substitution de boulets aux rouleaux, usités d'ordinaire, a pour but de supprimer les frottements considérables qu'entraîne la moindre déviation de l'axe des rouleaux.

Le pont a été calculé comme un arc articulé aux naissances; il fallait, pour que cette hypothèse fût réalisée en pratique, que la tension aux naissances fût la même dans les deux câbles dont la réunion forme l'arche.

M. Lindenthal a imaginé dans ce but le dispositif suivant : les plates-formes qui supportent les câbles inférieur et supérieur d'un

même côté (fig. 172 et 173) reposent respectivement aux deux extrémités d'un système de leviers, mobiles autour d'une articulation centrale; de la sorte, si le câble inférieur s'abaisse, le câble supérieur est soulevé, et si les bras de leviers sont égaux, l'équilibre ne peut exister que si la charge — et, par suite, la tension aux naissances — est la même pour les deux câbles. L'auteur du projet estime que les frottements n'altèreront pas cette égalité de plus de 5 °/₀.

Les dessins montrent les dispositions générales de cet appareil de réglage; on y voit que les câbles sont aplatis au passage des selles, afin de réaliser, autant que possible, l'égalité de travail des



Élévation latérale — Coupe transversale.

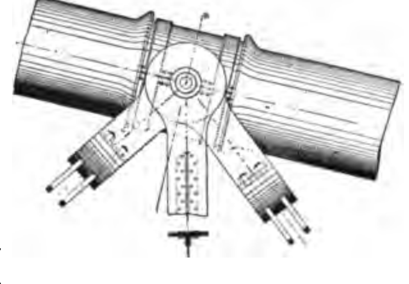
Fig. 172 et 173. – Articulation sur les Tours.

fils, malgré les variations de la flèche des câbles, sous l'influence des changements de température; quant à l'effort latéral résultant de la forte inclinaison des câbles, il est équilibré à l'aide d'un contreventement spécial, indépendant des tours, qui relie deux à deux les selles des câbles correspondants.

Les câbles doivent avoir 1m,57 de diamètre : ceux du pont de Brooklyn n'ayant que 0m,47 (fig. 174 et 175), on conçoit les difficultés que doit entraîner la fabrication des câbles du nouveau pont; M. G. Lindenthal compte cependant les résoudre simplement, comme nous le verrons plus loin, et rendre le travail indépendant des conditions atmosphériques, tout en assurant aux fils la même position dans toute la longueur de chaque câble, d'un ancrage à l'autre, et en réalisant pour chacun, d'une manière presque absolue, les conditions mathématiques de longueur et de

courbure, sous une tension égale à l'effort maximum que les fils pourront avoir à supporter dans le pont achevé.

L'assemblage des câbles en fils métalliques avec les pièces qui les relient, et dont certains membres seront soumis à des efforts dépassant 400 tonnes, n'aurait pu se faire d'une manière efficace avec le système de frettes employé au pont de Brooklyn pour les tiges de suspension. M. Lindenthal a donc dû recourir à des dispositions entièrement nouvelles, afin d'obtenir pour ces pièces une connexion solide, à l'abri de tout glissement.



Nous avons dit que les câbles sont réunis, deux à deux, en une ferme rigide du système Pratt, à l'aide de montants verticaux et d'un double système de tirants inclinés. Chaque montant est formé d'une paire de barres à œils, reliées à l'aide de quatre cornières et d'un double lattis. Les tirants inclinés sont composés de deux rangées de tiges cylindriques d'acier, filetées et munies d'écrous à leurs extrémités, dont la tension s'exerce, par l'intermédiaire de selles en acier fondu, sur des barres à œils courbes, embrassant le câble comme des chapes. Les montants et les tirants sont réunis aux câbles à l'aide de chevilles creuses, de $0^m,30$ de diamètre et $2^m,13$ de long. Les chevilles successives sont réunies deux à deux, comme par des barres à œils, par des écheveaux de fils dont l'ensemble forme une chaîne qui est l'âme du câble (fig. 176 à 179).

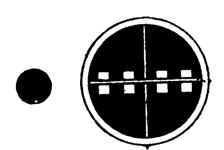


Fig. 174 et 175. — Sections comparées des Câbles des Ponts de Brooklyn et sur l'Hudson.

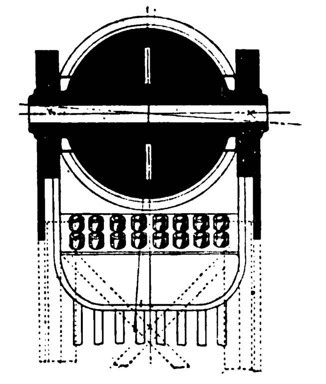


Fig. 176 et 177. — Jonction des Câbles avec les Pièces des fermes.

La transmission égale et régulière des efforts par les boulons aux câbles, se trouve ainsi assurée.

Les câbles sont faits de fils d'acier de $6^{mm},3$ de diamètre (jauge n° 3) dont la résistance à la rupture est de 119 à 126^{k} par millimètre carré (170.000 à 180.000 lb par pouce carré), et la limite d'élasticité de 70^{k}. Le cahier des charges spécifie que le fil doit être assez raide pour qu'un morceau reposant sur deux appuis espacés de $1^{m},00$ environ ne prenne aucune flèche, et assez malléable pour pouvoir être enroulé à froid autour de son propre diamètre et déroulé sans présenter de traces d'altération. Les fils doivent être enduits d'une couche épaisse d'un vernis spécial, destiné à les préserver contre la rouille.

La construction des câbles doit se faire de la manière suivante :

On fabriquera d'abord les écheveaux dont il a été question antérieurement, en les enroulant sous une tension constante et égale à celle qu'ils peuvent avoir à supporter ; puis ces écheveaux seront mis en place et assemblés à l'aide des chevilles, de manière à former la chaîne d'âme du câble. Pour maintenir la perméabilité du câble à l'air, des cales en fonte seront insérées entre les divers écheveaux. Le squelette du câble étant ainsi achevé, on disposera à l'entour les longs fils qui doivent s'étendre, d'une seule longueur, d'un ancrage à l'autre. Cette opération doit se faire d'une manière analogue à celle employée au pont de Brooklyn, et la disposition identique des fils dans toute la longueur des câbles sera facilitée à l'aide de deux cloisons, l'une verticale et l'autre horizontale, partageant le câble en quatre quadrants. La section voulue étant obtenue, le câble sera serré, de $3^{m},05$ en $3^{m},05$ (10′ en 10′), à l'aide d'une machine capable d'exercer une forte compression, et maintenu par des ceintures de fils d'acier enroulées à l'entour. A l'emplacement des chevilles d'articulation, se trouveront des frettes spéciales en acier, de $0^{m},61$ (24″) de largeur et $0^{m},063$ (2 1/2″) d'épaisseur, faites de deux moitiés réunies à l'aide de boulons, qui serreront le câble en s'appuyant sur un cadre intérieur traversé par les chevilles (fig. 176 à 179). La position des chevilles, maintenues à leurs extrémités et en leur milieu, est ainsi rendue absolument invariable. Enfin, les câbles

achevés seront enveloppés d'étuis en tôle d'acier de 3mm,2 (1/8") d'épaisseur, d'un diamètre suffisant pour ménager, à l'entour des câbles, une gaîne d'air de 51 millimètres, sur laquelle l'auteur du projet compte pour réaliser l'égalité de température dans les fils juxtaposés. On a constaté, en effet, lors de la construction du pont de Brooklyn, que, par les jours de soleil, et avant la pose du tablier, les frettes de suspension tournaient, du matin au soir, d'un angle d'environ 30°, démontrant la production dans les câbles, sous l'influence d'un inégal échauffement, d'efforts internes considérables, qui peuvent non seulement imposer à certains fils un travail exagéré, mais amener en outre, dans l'intérieur des câbles, des déplacements permanents nuisibles à leur résistance. L'enveloppe protégera en outre les câbles contre l'humidité et permettra de les huiler de temps en temps.

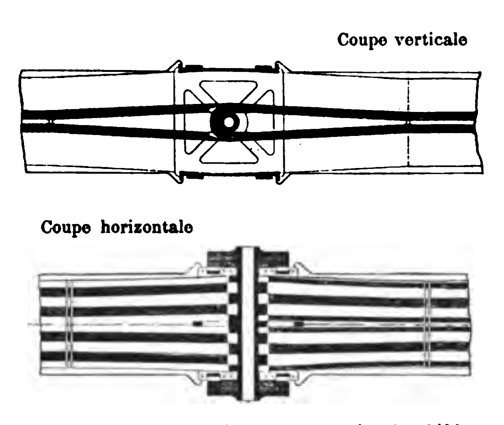


Fig. 178 et 179. — Détails de Construction des Câbles.

En ce qui concerne le réglage du pont, une fois la construction achevée, il semble pouvoir se faire d'une manière pratique, grâce à l'emploi des tirants ajustables. Le tablier étant posé, et sans surcharge, et les diagonales non serrées, les câbles doivent, en raison de leur forme identique, de leur liaison par des montants verticaux de même longueur et du dispositif égaliseur situé sur les piles, prendre chacun la moitié de la charge morte. En donnant alors à tous les tirants ajustables une tension égale et assez faible pour ne pas modifier d'une manière appréciable les efforts dans la structure, opération courante en Amérique, à l'échelle près, le problème sera résolu.

Le contreventement est assuré par deux poutres Pratt horizontales, formées par les pièces de pont et par des tirants ajustables. Grâce à la grande largeur du tablier, 35m,05 (115'), la raideur de

ces poutres sera évidemment très grande. Le poids énorme de la structure et la forte inclinaison des câbles (environ 8 %) ajouteront d'ailleurs à la stabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de sécurité adopté dans les calculs est de quatre. On a admis la concentration possible sur une même travée d'une charge vive comprenant : pour chaque voie de grande ligne, un train de 300^{m},00 de long, pesant 1200 tonnes; pour chaque voie de « transit rapide », un train de 90^{m},00 pesant 200 tonnes, et 13.000 personnes sur la passerelle.

Le pont, ainsi calculé, pourrait supporter une surcharge continue de locomotives sur toutes les voies, ce qui exigerait 1800 de ces machines : c'est dire qu'un tel ouvrage présentera toutes les garanties désirables de sécurité.

Enfin, dans le but de limiter, au passage des charges, les flèches, déjà très faibles par suite de l'énormité du poids mort par rapport aux charges vives, chacune des travées de rive sera reliée en son milieu à une tour métallique, qui jouera le double rôle de support, limitant la flexion de ces travées, quand elles seront chargées, — et d'ancrage, s'opposant à leur relèvement, et par suite à l'abaissement de la travée centrale, quand les charges passeront sur cette dernière.

Les trains seront autorisés à franchir le pont à la vitesse de 48 kilomètres à l'heure.

Les variations extrêmes de température amèneront dans la flèche des câbles une variation de 2^{m},75.

Le poids, par mètre courant, de cet immense ouvrage, sera de 66.960 kilogrammes (45.000 lb par pied courant), dont 62.496 kilogrammes pour la partie métallique, rails, garde-corps et accessoires non compris.

Le poids, par mètre courant de simple voie, sera seulement de 4.568^{k},160 (3.070 lb par pied courant).

La construction doit prendre cinq années.

La dépense est évaluée à $ 28.500.000 soit environ 143 millions de francs, ce qui fait, par mètre courant d'ouvrage, 63.632 francs et par mètre courant de simple voie, 4.545^{f},15.

La dépense totale de premier établissement, comprenant, en

outre du pont proprement dit, les acquisitions de terrains nécessaires, l'établissement des lignes de raccordement avec les diverses compagnies, la construction des bâtiments, l'achat du matériel de traction, etc... dépassera 500 millions.

Nous nous sommes étendu un peu longuement sur les dispositions d'ensemble de cet ouvrage, parce qu'elles abondent en solutions nouvelles des problèmes soulevés par la construction des grands ponts suspendus rigides. Quel sera le résultat de cette immense entreprise? Il est à souhaiter que ce soit un succès. Mais bien que la Compagnie soit régulièrement constituée, et qu'elle ait obtenu des autorités publiques et locales toutes les franchises nécessaires, il est évident qu'une œuvre aussi considérable rencontrera bien des obstacles.

Les difficultés techniques, bien que considérables, ne sont évidemment pas insolubles, en raison des progrès que réalisent chaque année, en Amérique, la métallurgie et les procédés de construction. La dépense, bien que très élevée, ne serait pas davantage un obstacle insurmontable, en raison de l'importance des besoins auxquels le pont donnerait satisfaction : les bacs à vapeur ont transporté en 1891 plus de 80.000.000 de passagers, et de 130.000.000 de tonnes de marchandises entre les deux rives de l'Hudson. D'ailleurs, l'opinion publique, longtemps défavorable aux grands ponts suspendus, à la suite des mécomptes financiers rencontrés dans la construction du pont de Brooklyn, a subi, depuis quelques années, un revirement notable en faveur de ce genre d'ouvrages. La circulation est en effet devenue tellement intense sur le pont de Brooklyn, que le rendement en est absolument insuffisant et que la recherche des moyens propres à en augmenter la capacité passionne au plus haut degré les populations de New-York et de Brooklyn.

La souscription nécessaire à l'exécution du projet de M. Lindenthal aura donc de grandes chances de réussite si les pouvoirs publics continuent de s'opposer à l'établissement de piles dans l'Hudson.

Mais une redoutable concurrence s'est élevée. Une compagnie nouvelle, la New-York and New-Jersey Bridge Co, a obtenu des

deux États limitrophes l'autorisation de construire en amont du port de New-York, à la soixante-dixième rue, un pont cantilever comprenant des piles dans la rivière. Si le Pouvoir Législatif donnait son assentiment à ce projet, la construction du « North River Bridge » pourrait bien être indéfiniment ajournée.

Néanmoins, la North River Bridge Co. devait commencer les travaux en 1893, et M. Lindenthal estime que les fondations' demanderont un an et demi, la construction métallique trois années, et que le pont sera terminé au commencement de 1898.

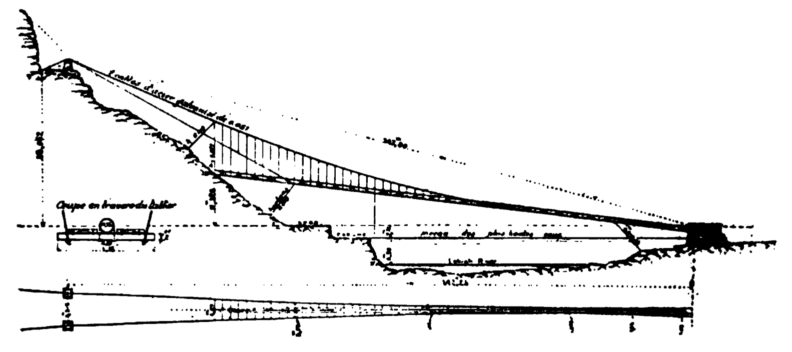


Fig. 180. — Pont portant une Conduite de Pétrole, sur le Lehigh.

En résumé, on trouve en Amérique deux types principaux de ponts suspendus rigides : les ponts à tablier rigide et les ponts à câbles rigides. Il n'est guère fait usage de ponts suspendus ordinaires que pour des ouvrages sans importance, ou à surcharge fixe (fig. 180). En revanche, on ne craint pas de recourir aux ponts suspendus rigides, même pour le passage des voies ferrées.

Les ponts à tablier rigide donnent évidemment d'excellents résultats, et, pour les grandes portées, la construction en est plus facile que celle des ponts à câbles rigides. Mais un partage défini des charges, entre les poutres et les haubans rayonnant des tours, ne peut pas être rigoureusement réalisé[1].

1. — M. Cadart, ingénieur des Ponts et Chaussées, a donné dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, an. 1885, T. I, p. 179, la méthode de M. W. H. Burr, professeur au Rensslaer Polytechnic Institute, pour le calcul de ces ponts.

Au contraire, l'arche renversée rigide *(inversed braced arch)*, à deux ou à trois articulations, se prête à un calcul exact et simple, en même temps qu'elle donne des résultats très supérieurs au point de vue de la raideur. En supportant en outre le tablier par une poutre américaine de hauteur suffisante, ce système se prête à autant de stabilité qu'aucune autre ferme métallique et permet d'atteindre les plus grandes portées.

Il est donc regrettable que le discrédit jeté en Europe sur les ponts suspendus par les accidents survenus à des ouvrages mal établis ou insuffisamment entretenus, en ait fait pendant longtemps bannir l'emploi. Le pont de Tonnay-Charente est la première application, faite en France, des ponts à tablier rigide : il est à souhaiter qu'on ne s'en tienne pas là et que l'arche rigide renversée, beaucoup plus parfaite et non moins élégante, entre également dans la pratique.



Fig. 181. – Système Claxton-Fidler.



Fig. 182. — Pont de Saint-Louis (pendant le Montage).

CHAPITRE IV

PONTS EN ARC



N rencontre, en Amérique, les trois types principaux de ponts en *arc* proprement dits — encastrés, à double articulation, à triple articulation, — ainsi que divers modèles de ponts à tympans rigides, auxquels la dénomination de pont en *arche* semble mieux appropriée. Parmi ces derniers, quelques-uns appartiennent au genre *cantilever* et présentent une quadruple articulation.

E beau pont de Saint-Louis (fig. 182 à 187), construit de 1868 à 1872 sur le Missisipi, par le capitaine Eads, était resté longtemps la seule grande application du système, malgré les avantages économiques que l'arc présente en théorie.

La Delaware Bridge Co. avait bien conçu le projet d'un pont de chemin de fer devant franchir la rivière de Niagara à Lewiston,

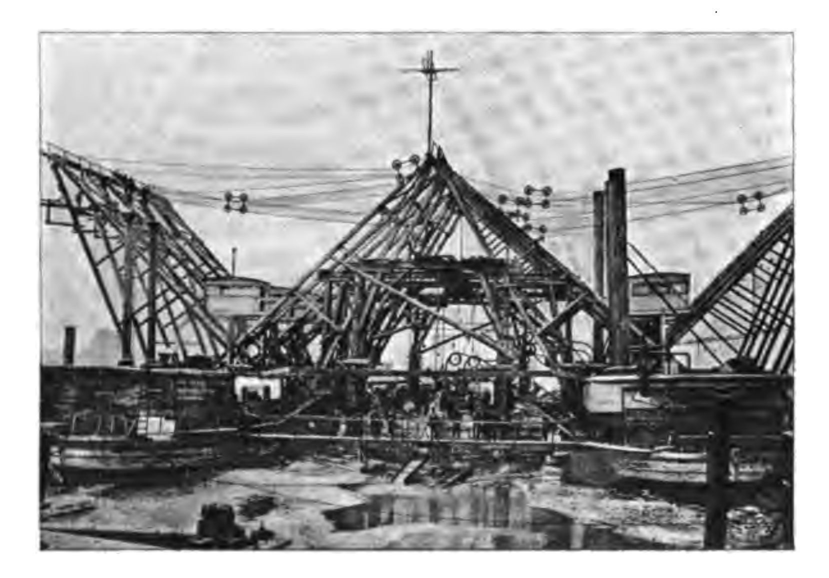


Fig. 183. — Pont de Saint-Louis (Fondation d'une pile).

d'une seule arche de 182^{m},90 (600') de portée. Mais ce projet n'avait reçu aucune suite, et c'est la construction du viaduc Washington, sur le Harlem River, à New-York, qui a remis en faveur les ponts en arc.

L'abandon, par les ingénieurs américains, d'un genre que le capitaine Eads avait appliqué avec tant de succès à la construction, sans cintres, sur un fleuve jusqu'alors réputé à peu près infranchissable, des plus grandes travées exécutées jusqu'alors, s'explique d'ailleurs par la dépense considérable qu'avait entraînée l'achèvement du pont de Saint-Louis.



Fig. 184. — Pont de Saint-Louis.

Ce remarquable ouvrage [1] comprend une travée centrale de 158m,50 et deux travées latérales de 153m,01. Les arches ont un même rayon, les flèches étant de 18m,20 pour la travée centrale et de 17m,20 pour les travées latérales (fig. 183).

Le pont comporte un étage inférieur donnant passage à deux voies de chemin de fer, et un étage supérieur qui sert à la circulation des voitures et des piétons.

Les arcs, encastrés aux naissances dans des manchons en fer

1. — Voir les Traités de M. Malézieux, et de MM. Lavoinne et Pontzen, ainsi que le *Portefeuille de l'École des Ponts et Chaussées.*

forgé maintenus par de solides boulons d'ancrage, sont au nombre de huit par travée, superposés deux à deux, à $3^m,66$ de distance comptée suivant le rayon, et reliés par une triangulation de barres à œils réunies par un double lattis, de manière à former quatre fermes identiques (fig. 184). Chaque voie est portée par un groupe de deux fermes, espacées de $5^m,03$ d'axe en axe, et les deux groupes sont eux-mêmes séparés par un intervalle de $3^m,68$.

Les arcs sont construits par segments, formés, à la manière d'un tonneau, de douves juxtaposées, d'une épaisseur décroissante des naissances à la clé, réunies à l'aide de tiges diamétrales rivées

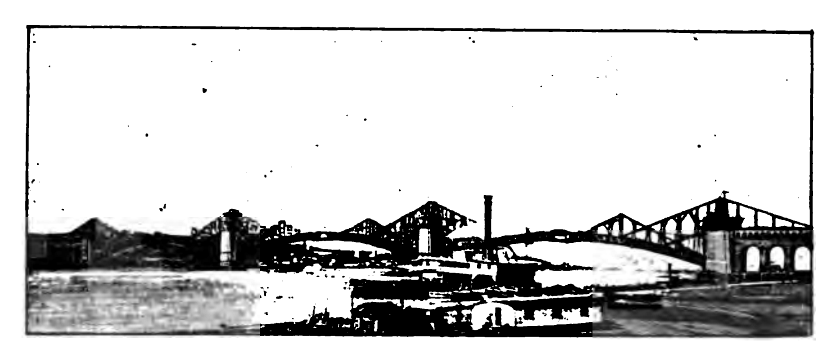


Fig. 185. — Pont de Saint-Louis (pendant le Montage).

à leurs extrémités, et enveloppées d'une chemise en tôle. Les segments ont un diamètre extérieur de $0^m,45$; leur longueur est variable, suivant l'arc, mais constante, en projection horizontale; leurs extrémités sont munies de cannelures qui servent à les réunir bout à bout, par l'intermédiaire de manchons portant des cannelures intérieures correspondantes, et formés de deux moitiés réunies par des boulons.

Les manchons sont traversés par des chevilles, qui relient aux arcs les barres à œils de la triangulation, les montants équidistants qui portent les tabliers et aussi, suivant une méthode dont nous verrons de nombreux exemples dans l'étude des poutres américaines, les pièces du contreventement (fig. 238).

Ce contreventement, qui réunit les arcs moyens, sur toute leur longueur, et les arcs latéraux, là où la disposition des voies le permet, se compose d'entretoises tubulaires et de tirants diago-

naux ajustables. Le tablier inférieur se composait encore, quand nous avons visité le pont de Saint-Louis, de pièces de pont et de longerons en augets non contreventés, renfermant des longrines sur lesquelles étaient fixés les rails (fig. 186).

Au milieu des travées, le tablier inférieur est suspendu aux arcs supérieurs; près des culées au contraire, il est fixé aux



Fig. 186. — Pont de Saint-Louis (Vue du Tablier inférieur).

montants, qui, sur toute la longueur du pont, portent le tablier supérieur. Ces montants, faits de fers profilés réunis par un double lattis, sont contreventés transversalement par des tirants ajustables, mais ne sont reliés, dans le sens longitudinal, que par les deux tabliers.

Comme la hauteur non maintenue de ces montants, qui n'ont, dans le sens de l'axe du pont, que $0^m,40$ de largeur, atteint près de 11 mètres au voisinage des naissances, il se produisait, dans la structure, des vibrations tellement fortes au passage des trains, que la voie cheminait, malgré toutes les tentatives faites pour l'en

empêcher, de $0^m,60$ (2 pieds) *par jour* dans le sens du trafic. En vain essaya-t-on de tous les moyens possibles pour s'y opposer, aucun ne réussit. On isola d'abord un rail du reste de la voie, afin qu'il n'en pût subir ni poussée, ni traction, et on le fixa sur les longrines, en outre des crampons ordinaires, à l'aide de six broches traversant le patin. Au bout de seize heures, les six broches avaient sauté. On attacha les rails aux fermes mêmes; au bout de douze heures les attaches étaient rompues ou les rails cassés. Aussi, avait-on depuis longtemps renoncé à s'opposer au cheminement de la voie : on se contentait d'avoir, aux extrémités



Fig. 187. — Vue du Pont de Saint-Louis (prise sur la Glace).

du pont, des bouts de rails de différentes longueurs que l'on changeait toutes les deux ou trois heures, suivant l'activité de la circulation. Le tableau suivant donne le cheminement des rails pendant les 10 premiers mois de l'année 1886.

MOIS	Trains allant vers l'Ouest Cheminement vers l'Ouest		Trains allant vers l'Est Cheminement vers l'Est	
	RAIL NORD	RAIL SUD	RAIL NORD	RAIL SUD
	Mètres	Mètres	Mètres	Mètres
Janvier.	21,36	21,39	14,27	14,27
Février.	18,62	18,65	14,35	14,20
Mars.	10,24	10,32	8,13	8,10
Avril.	14,35	14,32	12,90	12,83
Mai	19,20	19,17	18,14	18,11
Juin	15,19	15,19	15,09	14,88
Juillet	16,33	16,38	15,90	15,75
Août.	15,93	15,98	15,77	15,69
Septembre	17,27	17,40	17,27	14.11
Octobre	18,20	18,15	21,54	21,69

Mais les avaries causées par le passage des trains étaient devenues si nombreuses qu'on a été finalement obligé de refaire entièrement, en 1888, le tablier de cet ouvrage, suivant le mode solide et bien contreventé couramment en usage sur les autres ponts américains.

C'est au pont de Saint-Louis qu'a été fait, en Amérique, le premier essai d'application de l'acier à la construction des ponts et, comme il arrive souvent en pareil cas, on a eu recours, dès l'abord, à une solution extrême. On a employé, en effet, de l'acier chromé, ayant une résistance à la tension d'au moins 72 kilogrammes par millimètre carré et des limites d'élasticité d'au moins 29 kilogrammes à la tension, et 43 kilogrammes à la compression, auquel on a imposé des efforts pouvant s'élever à 14 kilogrammes à la tension, et 21 kilogrammes à la compression. Dans ces conditions et grâce à l'encastrement des arcs, le poids total de l'ouvrage n'est que de 11.904 kilogrammes par mètre courant. En supprimant le tablier supérieur, le poids par mètre courant serait réduit à moins de 8.800 kilogrammes, soit moins de 4.400 kilogrammes par mètre courant de simple voie.

Néanmoins, en raison des difficultés des fondations, dont deux durent être descendues à des profondeurs dépassant 32 et 33 mètres, et de la peine que l'on a éprouvée, par suite de la construction en porte à faux, à fermer les arcs, dans des conditions de températures défavorables, cet ouvrage coûta extrêmement cher. La dépense totale s'éleva à $ 5.300.000, soit 26.500.000 francs, ce qui fait 51.660 francs par mètre courant, ou 25.830 francs par mètre courant de simple voie.

Le viaduc Washington (fig. 188 à 193 et 198) a été construit en 1887-88 à New-York, sur le Harlem River, pour réunir à la ville les nouveaux quartiers qui s'étendent maintenant en dehors de l'île de Manhattan, berceau de la grande cité.

En raison de sa situation dans la ville même, à la 181e rue, non loin du parc de Washington Heights, bien connu pour la vue admirable qu'on y découvre de la vallée de l'Hudson, on a cherché avant tout à donner à cet ouvrage un caractère monumental.

Une Commission fut désignée à cet effet et les dessins firent l'objet d'un concours, dans lequel MM. C.-C. Schneider et W. Hildenbrand obtinrent les deux premiers prix, de 7.500 francs et 5.000 francs. Néanmoins aucun des projets présentés ne fut jugé suffisamment satisfaisant pour être exécuté.

Parmi les projets soumis au jury, l'un, présenté par l'Union Bridge Co., comprenait trois arches en béton Coignet, avec parements en granit, de $85^{m},40$ de portée. Le projet n'étant pas conforme à la loi, qui prescrivait l'emploi de maçonnerie, d'acier ou de fer, dut être écarté; mais la Compagnie fut invitée à faire de nouvelles propositions.

Les nouveaux dessins, qu'elle soumit en conséquence, furent adoptés, après quelques modifications faites par MM. Mc Alpine et Théodore Cooper, et n'ont subi à l'exécution, du moins en ce qui concerne la partie métallique, que de légères altérations.

Néanmoins le travail n'a pas été exécuté par l'Union Bridge Co., mais par la Passaic Rolling Mill Co., pour la partie

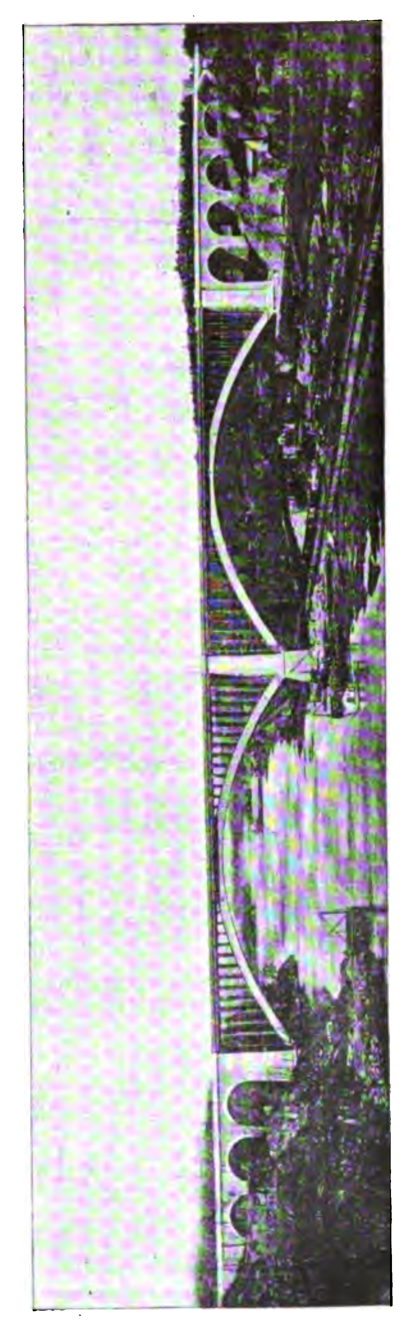


Fig. 188. — Viaduc Washington, à New-York.

métallique, et par M. Myles Tierney pour les maçonneries, sous la direction de M. William Hutton, ingénieur en chef, avec M. Théodore Cooper comme ingénieur conseil.

C'est à MM. W. Hutton et Leo Von Rosenberg que nous sommes redevable des dessins et des renseignements que nous publions relativement à ce bel ouvrage[1].

Le viaduc Washington donne passage à une chaussée de $15^m,24$, bordée de trottoirs de $4^m,57$. Il a une longueur totale de $725^m,42$ (2.380′) et se compose de deux arches paraboliques en acier, articulées aux naissances, de $155^m,45$ (510′) de portée et $27^m,43$ (91′ 9, 6″) de flèche, auxquelles donnent accès, de chaque côté, des approches en maçonnerie. Ces approches comportent chacune trois arches en plein cintre, de $18^m,29$ (60′) d'ouverture, suivies d'un remblai entre murs de soutènement. Celle de l'Est comprend en outre une arche en anse de panier à sept centres, donnant passage à une avenue (voir l'atlas).

Les parties importantes des maçonneries ont un parement en granit de grand appareil des carrières de Biddeford, Mount Waldo et Vinal Haven; les parties secondaires ont un parement en gneiss de Mine Hill. Les maçonneries de remplissage sont presque exclusivement en béton, à part quelques endroits où l'on a utilisé en moellons le gneiss provenant des déblais nécessaires aux fondations. Le béton se compose, en volume, d'une partie de ciment, pour deux de sable et cinq de pierre cassée à l'anneau de $0^m,06$.

Comme dans la plupart des ouvrages américains, la maçonnerie est « rock-faced », c'est-à-dire que les pierres de taille ont leurs arêtes ciselées sur une certaine largeur, la partie centrale des faces de parement étant laissée en bossage, dans sa forme brute, suivant l'appareil décoratif si heureusement appliqué, en France, à l'aqueduc de Roquefavour.

La majeure partie du ciment entrant dans les maçonneries est du « Rosendale » donnant à 24 heures, comme résultat de plus

1. — M. W. Hutton a publié chez M. Leo von Rosenberg, à New-York, sous le titre « The Washington Bridge », un rapport très complet, accompagné de nombreux dessins, auquel nous renvoyons pour plus de détails.

de 2.000 essais, une résistance moyenne à la tension de $6^k,72$ par centimètre carré. On a fait usage aussi d'une certaine quantité de ciment de Portland, marque « Hemmoor ».

La pile centrale a été fondée à l'air comprimé, par MM. Anderson and Barr, dans un caisson en pin de Floride de $31^m,76$ sur 15,85, ayant des parois épaisses de $0^m,91$ et un plafond de $1^m,83$. Pour les déblais dans le rocher, — un gneiss très dur mélangé de marbre et de quartz, — on dut recourir aux explosifs, de la cote (— $4^m,35$) à la cote (— $13^m,72$), au-dessous du niveau de l'eau, où l'on s'est arrêté.

La dynamite fut d'abord employée, mais les vapeurs provenant des explosions affectaient la santé des ouvriers, et l'on dut recourir à un autre explosif, connu en Amérique sous le nom de *rackarock,* qui donna de bons résultats.

Les trous, percés à l'aide d'une perforatrice à air comprimé Rand, avaient un diamètre de $0^m,06$, une profondeur de $1^m,20$ à $1^m,80$ et étaient espacés de $0^m,90$ à $1^m,20$. Chaque trou recevait une charge d'explosif variant de $0^k,500$ à 1 kilogramme environ, et l'on faisait partir jusqu'à quatre de ces mines à la fois, sans qu'il en soit jamais résulté d'avaries sérieuses au caisson.

Le caisson était éclairé à l'électricité à l'aide de lampes incandescentes.

Les autres fondations ne présentèrent pas de difficultés. La pression sur le rocher ne dépasse nulle part $7^k,70$ par centimètre carré.

Les arches en maçonnerie furent construites sur des cintres très rigides et laissées sur ceux-ci jusqu'à ce que l'abaissement de la température les en eût naturellement détachées.

Chacune des arches métalliques se compose de six arcs parallèles en acier (fig. 189); ces arcs ont $3^m,96$ de largeur et sont divisés en trente-quatre voussoirs, interceptant sur la parabole des arcs inégaux, mais, comme au pont de Saint-Louis, se projetant horizontalement suivant une même longueur; les montants qui supportent le tablier et qui reposent sur les arcs à chaque joint des voussoirs ont ainsi un espacement égal de $4^m,57$. Les arcs ont une âme pleine en tôle d'une épaisseur uniforme de $0^m,0095$, sauf aux

naissances, où l'épaisseur est un peu plus forte ($0^m,019$), et deux semelles formées chacune de deux cours de plates-bandes constituées par six cornières de $0^m,152 \times 0^m,152 \times 0^m,015$, deux tôles de $0,3048 \times 0,019$ et trois ou quatre tôles de $0^m,508 \times 0^m,019$. Les voussoirs s'assemblent à l'aide de plaques et de cornières éclisses réunissant les semelles, et de cornières fixées à l'âme suivant des normales à l'arc; les faces de joint de ces dernières, ainsi que les abouts des tôles et fers profilés de la section courante sont



Fig. 189. — Viaduc Washington (Détails des Arcs).

dressés à la raboteuse: les voussoirs s'adaptent ainsi exactement les uns contre les autres comme dans une voûte en maçonnerie. Dans chaque voussoir l'âme comporte en outre trois subdivisions, rendues nécessaires par les dimensions des tôles, qui ont été utilisées comme brisures de l'arc et lui donnent l'apparence d'une courbe parfaite. L'éclissage correspondant est fait à l'aide de petites plaques éclisses armées de cornières.

L'articulation est constituée par des chevilles libres en acier forgé de $0^m,457$ de diamètre et $0^m,889$ de longueur, qu'emboîtent les coussinets, également en acier, fixés d'une part aux arcs et

d'autre part aux paliers (fig. 190). Mais on a jugé plus satisfaisant pour l'œil de maintenir la continuité des courbes d'intrados et d'extrados à l'aide d'un prolongement de l'âme, glissant entre des cornières portées par les paliers, auxquelles il n'est relié que par des boulons passant dans des trous ovalisés. Cette solution heureuse laisse les arcs absolument libres de se mouvoir autour des articulations, tout en permettant de prolonger le contreventement jusqu'aux naissances. Les efforts transversaux du vent sont ainsi directement transmis aux appuis et la production, de ce chef, de mo-

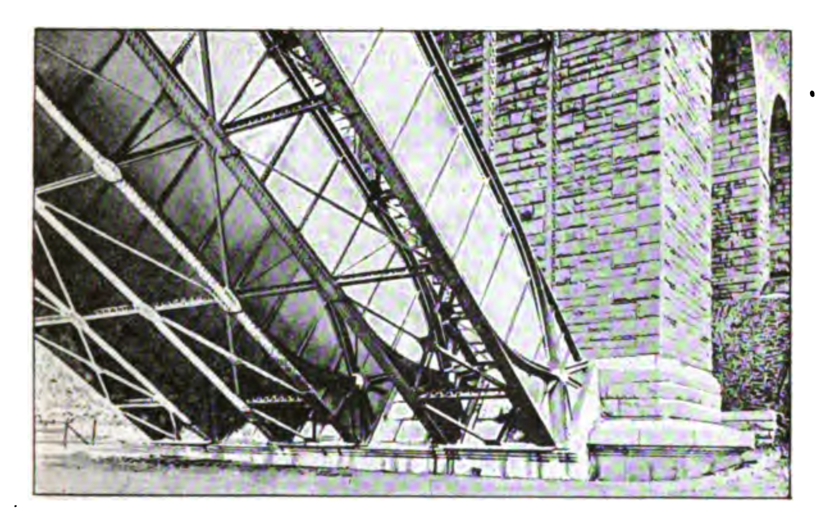


Fig. 190. — Viaduc Washington (Retombée des Arcs).

ments fléchissants dans une partie quelconque des arcs est évitée.

Les arcs sont réunis entre eux, transversalement dans le plan de chaque joint, par des entretoises latticées et par des tirants ajustables, et en outre, à l'extrados comme à l'intrados, par un contreventement rivé en cornières (fig. 190 et 193).

Les paliers reposent sur des sommiers en granit, portés par les piles et les culées, par l'intermédiaire d'une feuille de feutre asphalté, et y sont reliés à l'aide de boulons de scellement.

Ces boulons, d'un type breveté, réalisent un ancrage *mécanique* ingénieux, sans l'intervention d'aucun corps étranger, comme le plomb ou le ciment. Dans ce but, le boulon, fileté à ses deux

extrémités, est muni d'une gaine dilatable fendue, dans laquelle pénètre un écrou en forme de coin porté par la queue du boulon. Le serrage ainsi réalisé, par la seule rotation de l'écrou, dans des trous de forme convenable, percés dans une pierre dure comme le granit, donne une résistance qui a permis de réduire à quatre le nombre des boulons retenant chaque palier. (Voir l'atlas).

Les dessins rendent compte des dispositions très soignées de l'articulation : on y voit que les semelles de l'arc, convergeant en forme d'ogive, viennent buter normalement, par une partie parfaitement dressée, sur les faces du coussinet dont l'extrados a reçu, dans ce but, un profil polygonal; le palier présentant des nervures corres-



Fig. 191. — Viaduc Washington (Mise en place d'un Voussoir).

pondantes et, la cheville étant d'ailleurs absolument indépendante, la répartition des pressions se trouve ainsi assurée dans les meilleures conditions.

L'expérience du pont de Saint-Louis a conduit à donner aux montants latticés qui supportent le tablier une section tubulaire, mieux appropriée pour résister aux vibrations, et à les relier en outre, en plusieurs points de leur hauteur, à l'aide d'entretoises longitudinales d'une construction analogue. La précaution était pourtant moins nécessaire, pour un pont-route à chaussée pesante, dans lequel le rapport du poids mort aux charges roulantes est naturellement beaucoup plus élevé que dans un pont de chemin de fer[1].

1. — Le rapport du poids mort à la charge vive est de 1,25 dans le pont de Saint-Louis et de 1,656 dans le pont Washington.

Les pièces de pont du tablier reposent sur le sommet des montants (fig. 189), ou, vers le milieu des travées, directement sur les arcs, et portent les longerons, réunis par des tôles embouties, peintes au vernis d'asphalte et recouvertes d'une chape mince de béton bitumineux très fin, sur lesquelles est établie la chaussée. Celle-ci se compose d'une couche de pierre cassée de $0^m,34$, roulée par lits de $0^m,12$ et imbibée de bitume fondu, revêtue de $0^m,05$ d'un mélange intime de bitume et de pierre concassée en menus fragments,

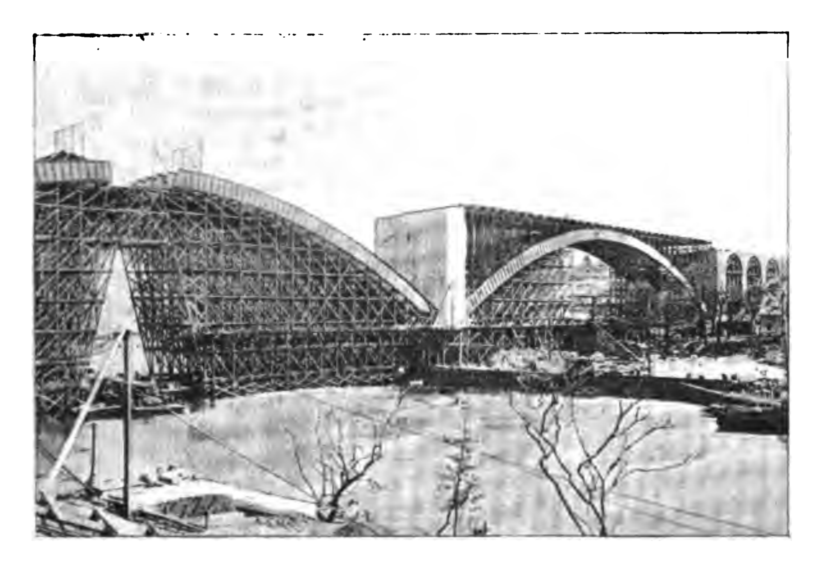


Fig. 192. — Viaduc Washington (Montage).

sur laquelle est appliqué un revêtement d'environ $0^m,04$ en asphalte de la Trinité. Les trottoirs sont dallés. L'écoulement des eaux se fait par les culées. Des joints de dilatation, formés par une tôle en U, sont ménagés à chaque extrémité des travées; mais on n'a pu, eu égard à la nature de la chaussée, éviter la production d'une fissure dans l'asphalte à cet endroit. Enfin la corniche et le garde-corps sont en fonte avec appliques de bronze.

La construction des arches s'est faite sur cintres (fig. 191 et 192).

Le dressage des joints des voussoirs a été exécuté d'une manière absolument rigoureuse, suivant les angles voulus, à l'aide d'alignements pris à de grandes distances. Dans ce but, on commen-

çait par dresser l'un des joints avec toute l'exactitude possible; puis on fixait en terre un jalon dans le plan d'action de la raboteuse, à la distance donnée par les calculs pour le point de convergence des plans de joint (cette distance, égale au rayon de courbure et variable pour chaque voussoir, dépassait 100 mètres). Le voussoir étant alors placé bien horizontalement sur le banc de la machine et le joint à dresser en contact avec l'outil, on orientait le voussoir en visant le jalon par le joint déjà dressé.

Pour monter les arcs, les voussoirs étaient posés successivement sur des cales d'épaisseur croissante, donnant à l'arc environ $0^{m},075$ de surhaussement en son milieu, pour tenir compte de l'affaissement au décintrement dû à l'élasticité du métal. Les voussoirs étaient assemblés provisoirement, au fur et à mesure, à l'aide de boulons, et les contreventements mis en place. Quand il ne resta dans chaque arc qu'un voussoir à poser, les blocs furent enlevés et remplacés par des vis de pression. On releva exactement les dimensions du dernier voussoir, en l'établissant *à la demande* du vide à remplir.

Aussitôt ces voussoirs posés, les arches furent dégagées de leurs supports et le travail de la rivure commença. La plupart des rivures sur le chantier furent faites à l'aide de la riveuse à air comprimé Allen.

Le cahier des charges limitait ainsi les efforts dans les diverses parties de la structure :

Semelles de l'arc : tension ou compression par mm^2 de section brute	$10^{k},500$
Semelles de l'arc : tension par mm^2 de section nette	$12^{k},600$
Semelles des pièces de pont (fer) : tension par mm^2 de section nette	$7^{k},000$
Semelles des pièces de pont (acier doux) : tension par mm^2 de section nette	$8^{k},400$
Longerons (fer) : tension ou compression de la fibre extrême	$8^{k},400$
Longerons (acier) : tension ou compression de la fibre extrême	$10^{k},500$
Contreventement (fer) : tension	$10^{k},500$
Contreventement (acier) : tension	$14^{k},000$

En fait, les efforts dans le métal ne dépassent nulle part $10^k,142$.

Le cahier des charges prescrivait pour l'acier une résistance à la rupture de $43^k,400$ à $49^k,000$ par mm², avec une limite d'élasticité de $22^k,400$ et un allongement minimum de 18 0/0 sur une base



Fig. 193. — Viaduc Washington (Vue inférieure).

de $0^m,200$, mesurée sur des éprouvettes de $0^m,300$ de long et d'au moins 323 mm² de section.

L'acier pour rivets devait avoir une résistance de $39^k,200$ à $44^k,800$, avec un allongement minimum de 25 °/₀.

L'acier était, en outre, soumis aux essais de trempe suivants : des échantillons prélevés sur une partie quelconque de la fourni-

ture pour les arcs ou les autres parties du pont devaient pouvoir être pliés à froid sans fissure autour d'un cercle d'un diamètre égal à une fois et demie leur épaisseur, soit avant, soit après avoir été chauffés au rouge cerise naissant, et trempés dans de l'eau à 28° (82° F.). Les échantillons d'acier pour rivets devaient pouvoir, sans traces d'altération, être repliés sur eux-mêmes jusqu'au contact, soit avant, soit après avoir été chauffés au jaune clair et trempés dans l'eau froide.

La dépense totale s'est élevée à $ 2.851.684,55 = 14.258.422 fr. environ, répartis ainsi qu'il suit :

Entrepreneurs	$ 2.648.784,55 =	13.243.922 fr.	environ.
Ingénieurs et surveillants	$ 162.400,00 =	812.000 fr.	—
Frais de bureau de la Commission	$ 40.500,00 =	202.500 fr.	—

A description très étendue que nous avons donnée du viaduc Washington nous permet de décrire plus brièvement le pont en arc de Minnéapolis.

Cet ouvrage (fig. 194) qui donne passage à la Grande Rue de Minnéapolis (Main Street) a été construit en 1889-90, sur le Mississipi, pour remplacer un pont suspendu existant, dont le débouché était devenu insuffisant.

Le pont suspendu devant originellement être conservé, jusqu'à ce qu'il ne pût plus faire de service, on n'a construit d'abord que la moitié du pont en arc, en la juxtaposant au pont suspendu.

Le pont comprend deux arches paraboliques à triple articulation, de 78^{m},69 (258') de portée et 7^{m},93 (26') de flèche. Chaque arche se compose, comme l'indiquent les dessins (voir l'atlas), de trois arcs, espacés deux à deux de 4^{m},575 (15'), qui supportent le tablier par l'intermédiaire de colonnes latticées. Le tablier est formé de pièces de pont, supportant des longerons recouverts d'un platelage en bois, sur lequel repose un pavage en rondins de bois debout. La chaussée a 12^{m},20 (40') de largeur et le trottoir 3^{m},66 (12'). Les arcs sont contreventés à l'aide d'entretoises en treillis et de tirants ajustables. Les fermes transversales formées par les colonnes sont contreventées à l'aide de tirants ajustables.

La portée des arches n'étant guère plus de la moitié de celle des arches du pont Washington et le tablier étant d'ailleurs beaucoup moins lourd les fermes du pont de Minnéapolis sont naturellement beaucoup plus légères; néanmoins le mode de construction est substantiellement le même. Les arcs ont une âme pleine et deux semelles formées de cornières et d'un certain nombre de tôles superposées. Ils sont divisés en voussoirs dont les faces de joint sont, comme au pont Washington dressées de manière à s'appliquer rigoureusement les unes sur

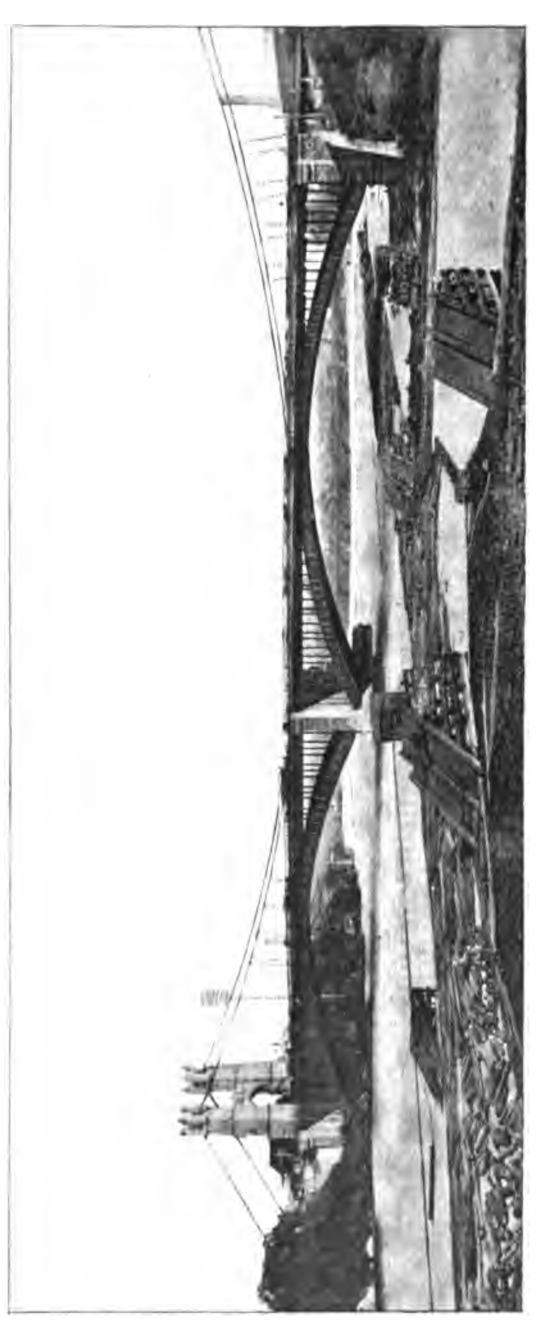


Fig. 194. — Pont de Minnéapolis

les autres. L'éclissage est toutefois légèrement différent. Entre les cornières de joint des voussoirs et l'âme se trouvent des fourrures qui rachètent l'épaisseur des ailes des cornières des semelles. Ces fourrures sont prolongées d'un voussoir sur l'autre de manière à éclisser ensemble les âmes des voussoirs consécutifs. Les cornières de joint n'ont dès lors plus à jouer ce rôle et leurs ailes ne sont réunies que par un petit nombre de rivets, qui n'ont d'autre but que de les maintenir en contact. L'assemblage des voussoirs est complété d'ailleurs par l'éclissage des semelles. Cette modification est évidemment une amélioration, car elle évite d'exposer les rivets à d'autres efforts que le cisaillement.

Les arcs reposent sur des paliers en fonte, très stables, fixés aux maçonneries à l'aide de quatre boulons de scellement. Les paliers portés par les arcs, ainsi que les chevilles d'articulation, sont au contraire en acier fondu. Ils sont réunis, à l'aide de boulons d'acier de $0^m,025$, aux extrémités des arcs, et portent un certain nombre de saillies servant à attacher le contreventement au voisinage immédiat des articulations. Ici encore, par conséquent, la production de tout moment fléchissant latéral, sous l'action du vent, est rendue impossible.

Les arcs ont à résister à des efforts inégaux, par suite de la dissymétrie du tablier : l'arc n° I (voir l'atlas), qui est situé sous le trottoir, supporte une charge morte de $1339^k,200$ par mètre courant, et une charge vive de $1443^k,360$. Pour l'arc n° II, qui le suit, les charges sont respectivement de $1815^k,360$ et $1665^k,560$; pour l'arc n° III, de $2083^k,200$ et $1755^k,840$. Les âmes ont donc une épaisseur variable de $0^m,0125$ à $0^m,0156$ et les différences de section des semelles sont encore plus sensibles; les rivets, presque exclusivement en acier, ont $0^m,021$ de diamètre.

Le poids total de métal entrant dans cet ouvrage est d'environ 679.500 kilos; la dépense totale de construction a été de 76.900, soi 384.500 francs, répartie entre la Keystone Bridge Co., qui a fait le travail à l'usine, et M. Horace E. Horton, qui a exécuté le montage.

Les projets de ce joli pont ont été préparés par M. C. L. Strobel, ingénieur-conseil de la Keystone Bridge Co., à qui nous sommes redevable des dessins publiés dans l'atlas.

A peine la construction fut-elle achevée, que l'on reconnut la nécessité de faire pour 80.000 francs de réparations au pont suspendu.

Il fut jugé plus convenable dès lors de le supprimer et d'achever le pont en arc en construisant les trois arcs de la seconde moitié. C'est la Wrought Iron Bridge Co. qui a exécuté cette seconde partie du travail.



L a été construit en 1889, à Rochester, un pont en *arche* de 126^{m},50 de portée, qui diffère essentiellement des ouvrages décrits précédemment dans ce chapitre, mais dont le principe est le même que celui du pont de Lillooet (voir p. 51 et 64).

Ce pont donne passage à l'avenue du Driving Park, par dessus un ravin profond de 65^{m},00 où coule la rivière Genesee (fig. 195).

Dans les ponts de Saint-Louis, Washington et de Minnéapolis le libre jeu de l'arc, sous l'influence des actions élastiques, était assuré par l'absence de tout tympan rigide. Il n'en est plus de même dans le pont que nous allons décrire.

Ce pont se compose d'une seule arche parabolique à triple articulation de 126^{m},10 de portée, mais les arcs, au nombre de deux, ne sont plus en réalité, dans ce pont, que les semelles inférieures de fermes Pratt comprenant, en outre, des semelles supérieures, des montants et des tirants inclinés.

Les éléments de l'arc ne subissent plus, normalement, dans ces conditions, que des efforts de compression ou d'extension, et ne sont exposés à des moments fléchissants, sous l'influence des charges, que par suite de la rigidité de la structure, qui est rivée.

Nous verrons plus loin que c'est là, au point de vue théorique, un emploi peu rationnel de l'arc, mais qui se justifie par une grande facilité de montage en porte à faux. Tel était d'ailleurs le but que s'était proposé l'auteur du projet, M. L. L. Buck, dont nous avons déjà parlé à propos du pont suspendu de Niagara falls : néanmoins les entrepreneurs, les « Rochester Bridge and Iron Works », ayant à leur charge tous les risques jusqu'à complet

achèvement des travaux, préférèrent, non sans raison, monter le pont sur échafaudages.

Les fermes sont inclinées de manière à donner au pont un fort empattement : la largeur, de 14ᵐ,03 aux naissances, se réduit à 6ᵐ,10 au sommet de l'arche. L'arc a une section en U renversé et se compose de deux tôles verticales de 0ᵐ,767, espacées de 0ᵐ,41 et reliées à l'aide de cornières par une tôle supérieure de 0ᵐ,61 et par un treillis inférieur; tous les autres membres ont également des sections tubulaires. Au voisinage des articulations, l'arc s'aplatit, et présente en même temps un élargissement, de telle sorte

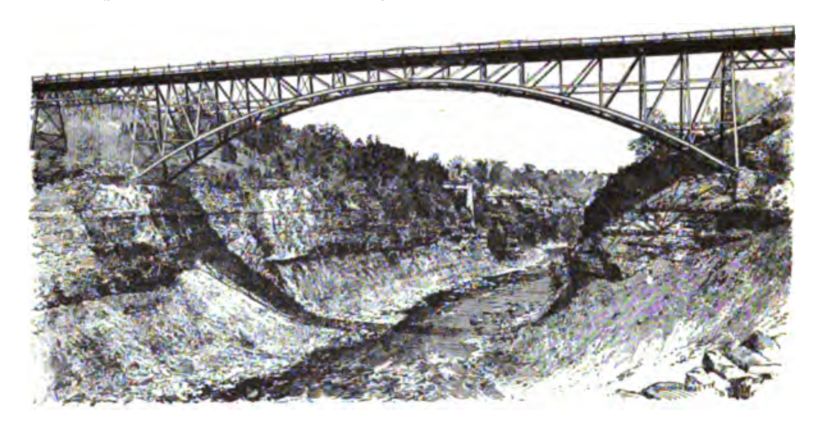


Fig. 195. — Pont de Rochester (d'après la « Rail-Road Gazette »).

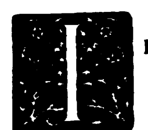
que les coussinets d'acier sur lesquels portent les chevilles d'articulation, également en acier, ont environ 0ᵐ,90 de longueur. Les arcs ont un contreventement rivé. Les montants sont reliés horizontalement dans les deux sens par deux étages d'entretoises, et, transversalement, par un contreventement fait de tirants ajustables.

Les pièces de pont reposent sur la semelle supérieure, aux nœuds des fermes. La chaussée, large de 6ᵐ,10, est recouverte en madriers de chêne blanc de 0ᵐ,09 et bordée de deux trottoirs de 2ᵐ,30.

Le pont est en fer, et pèse en tout 700 tonnes, y compris trois travées d'accès en treillis, d'une longueur totale de 88 mètres.

Le pont de Rochester présente un aspect de hardiesse et de lé-

gèreté, et le type en a été reproduit, en Amérique, dans plusieurs ouvrages; mais il semble regrettable, au point de vue décoratif, que l'on n'ait pas cherché à substituer aux poutres en treillis, qui se raccordent mal avec l'arche, des consoles à semelle inférieure arquée, comme il a été fait, en France, au viaduc du Viaur.


L convient de rappeler ici la grande arche à triple articulation, de 223m,90 de portée, que MM. Clarke Reeves and Co. (aujourd'hui Phœnix Bridge Co.) avaient proposée pour franchir d'une seule portée un bras de l'East River. Comme dans le pont de Rochester, les membres des fermes ne peuvent y subir que des efforts de compression ou de tension, mais le dessin en est beaucoup plus rationnel, et se prête à une plus

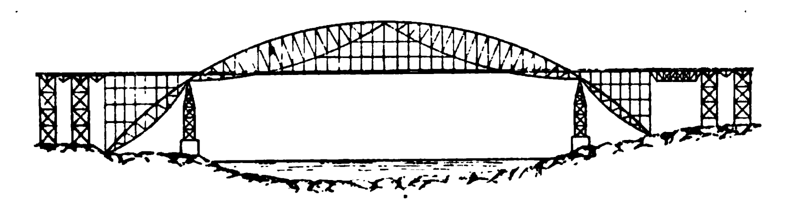


Fig. 196. — Projet de Pont sur l'East River.

grande économie et à une meilleure utilisation du métal. Dans le pont de l'East River (fig. 196), en effet, chaque arbalétrier présente la plus grande hauteur et, par conséquent, toutes choses égales d'ailleurs, le plus grand moment de résistance en son milieu, c'est-à-dire au point où les moments fléchissants atteignent leurs plus grandes valeurs. Dans le pont de Rochester, au contraire, la plus grande hauteur des tympans se trouve aux culées, là où les moments fléchissants s'annulent.

Nous ne ferons que mentionner ici les ponts en arche *cantilevers*, parce que, pas plus que les deux derniers ponts que nous venons de décrire, ils ne doivent être considérés comme de véritables ponts en arc, et qu'ils ont, de plus, leur place assignée dans un autre chapitre. Les ponts de ce genre (Harvard Bridge, ponts de l'Exposition Colombienne, pont

de Roanoke) (fig. 197) présentent, comme tous les ponts cantilevers, alternativement une arche *continue* et une arche *discontinue,* composée de deux consoles supportant une partie centrale indépendante.

La passerelle de l'Ile des Cygnes et le Pont Mirabeau, sur la



Fig. 197. — Harvard Bridge (Pont cantilever à Boston),

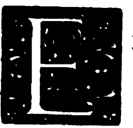
Seine, et le viaduc du Viaur, sont des variétés de ponts en arche cantilevers, dans lesquels les consoles ne supportent pas de travée libre.

Nous ne pouvons terminer ce chapitre sans rappeler les curieux ponts-aqueducs construits par le général Meigs, sur la dérivation du Potomac qui amène à Washington les eaux de cette rivière. L'aqueduc franchit plusieurs cours d'eau à l'aide de siphons aériens, en forme d'arcs surbaissés, faits de tubes en fonte assemblés bout à bout par des brides et reposant sur des culées en maçonnerie, qui supportent en outre un tablier de pont. (Voir le Rapport de M. Malézieux.)

L'un de ces ouvrages, le pont de Rock-Creek, situé à Washington même, a $61^{m},00$ (200′) de portée et $6^{m},10$ (20′) de flèche; les tubes des conduites, formant les arcs, sont au nombre de deux; ils ont $1^{m},22$ de diamètre intérieur et 38 millimètres d'épaisseur; ils portent, par l'intermédiaire de fermes légères, une chaussée

de 7^{m},93 de largeur totale, sur laquelle passait autrefois une voie ferrée, mais dont on a restreint l'usage à la circulation des piétons et des voitures.

Nous reparlerons ultérieurement de ces ponts-aqueducs.



EN résumé, en mettant à part les ponts cantilevers, les ouvrages décrits dans ce chapitre se ramènent à deux types essentiellement distincts : les ponts en *arc* proprement dits[1], et ce que l'on peut appeler des ponts en *arche,* qui n'ont de commun avec les premiers qu'un *contour apparent*

Les premiers sont encastrés, articulés aux naissances, ou articulés aux naissances et à la clé; mais en tout cas la déformation élastique des arcs n'est entravée par aucun tympan rigide : ils supportent les charges par l'intermédiaire de montants verticaux, dont la construction ne permet la transmission à l'arc d'aucun effort horizontal, que le joint qui les réunit soit d'ailleurs articulé, comme au pont de Saint-Louis, ou rivé, comme dans les ponts Washington et de Minnéapolis. Ces montants sont contreventés transversalement et, lorsqu'ils atteignent une trop grande hauteur, sont soutenus en différents points de celle-ci, comme les colonnes des viaducs américains, par des entretoises horizontales. Enfin les arcs se composent de voussoirs distincts, construits à l'atelier, qui reposent les uns sur les autres par des faces de joint dressées à la machine et s'assemblent d'une manière très simple sur le chantier.

Les arcs du pont de Saint-Louis sont circulaires; ceux des ponts Washington et de Minnéapolis sont paraboliques. Toutefois, si l'emploi de la parabole semble particulièrement rationnel pour une arche à double articulation, de *grande portée,* supportant un *pont-route,* à *tablier pesant,* comme le pont Washington, il est peut-être moins motivé dans les arches à triple articulation du pont de Minnéapolis, où la portée n'est que de 78^{m},69, et où, vu

1. — Les ponts en arc proprement dits, sont représentés en France par les ponts du système Polonceau (pont des Saints-Pères), par les ponts de Nantes, de Rouen et de Lyon, et par le viaduc de Garabit.

la légèreté du tablier, les charges roulantes ont une influence prépondérante.

Quant aux ponts en *arche,* ils offrent, en principe, des avantages qui peuvent les faire préférer dans certains cas aux ponts en *arc :* ces avantages sont la rigidité, la facilité de montage et la réduction des efforts, dans une construction articulée du moins, à des efforts linéaires, tensions ou compressions. Mais ils ne se prêtent pas toujours, au même degré que les ponts en arc, à un emploi économique du métal, et n'en ont généralement pas l'élégance.



Fig. 198. — Viaduc Washington. — Pile centrale.

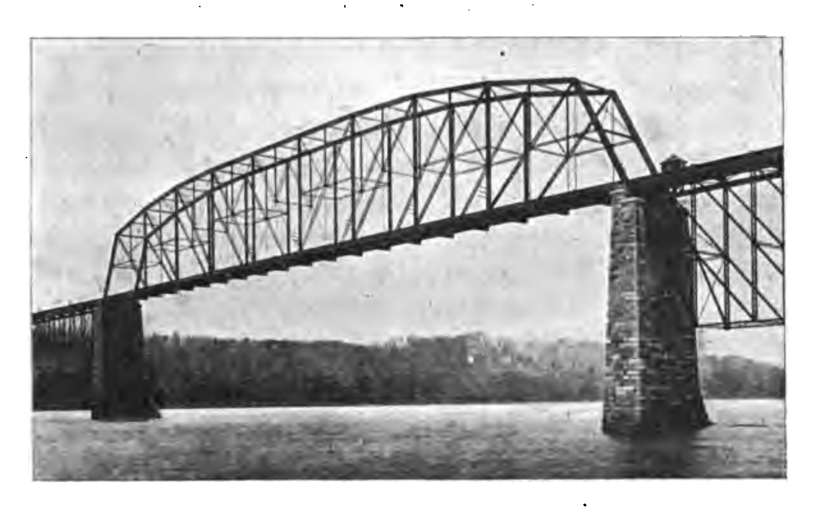


Fig. 199. — Pont du Havre de Grâce. — Travée marinière de 158m,60.

CHAPITRE V

POUTRES AMÉRICAINES

I. — DESSIN DES POUTRES AMÉRICAINES

**rganes essentiels.** — Les poutres américaines et les ponts Cantilevers n'ont pas toujours l'aspect élégant des ponts en arc ou en arc renversé ; mais, ce qu'il y a de remarquable dans ces ouvrages, c'est que chacun des détails du dessin et de l'exécution y est, en général, dicté par la raison pure.

L'art de la construction américaine, dont le développement, dans sa forme actuelle, ne remonte guère qu'à une vingtaine d'années, repose tout entier sur un petit nombre de principes, les plus simples et les moins contestés de la mécanique appliquée, et sur les résultats, condensés en quelques formules, de très nombreuses

expériences sur les qualités physiques et la résistance des matériaux. Les conditions principales que les ingénieurs américains s'efforcent, avant tout, de réaliser, sont les suivantes : simplicité, répartition effective des efforts conformément aux calculs, économie de temps, de main-d'œuvre et de matière première. Tous les perfectionnements que le raisonnement et la pratique de chaque jour introduisent dans les constructions tendent vers ce but multiple, par un choix plus judicieux du dessin général et des détails des charpentes, par une appropriation plus complète de la structure de chaque membre et de chaque assemblage, et même de la nature des métaux employés, en vue de réaliser les meilleures conditions de résistance.

Il résulte de là que, si les poutres américaines peuvent surprendre, au premier abord, par l'imprévu de leurs lignes, un œil peu habitué, elles ne laissent pas au contraire que de présenter, pour l'ingénieur qui les étudie, un caractère de réelle beauté, — cette beauté particulière qui résulte de l'expression sensible du *rôle* par le *dessin,* de la parfaite adaptation de la *forme* à *l'usage.*

Les *poutres américaines (trusses)* sont formées de *membres (members)* constitués d'éléments simples (fig. 200-201). Elles comprennent deux *semelles* ou *cordes (chords)*, reliées par une *âme* ou *réseau (web)*. Les membres qui composent le réseau sont les *tirants (ties)*, généralement composés de *barres à œils (eye-bars),* et les *montants*, *poteaux* ou *contre-fiches (posts, braces, struts),* qui s'assemblent le plus souvent entre eux et avec les semelles, aux *nœuds (panel points)* de la charpente, à l'aide de *chevilles, pivots* ou *boulons* d'articulation *(pins)*. Les membres des fermes américaines ne sont jamais exposés, *en principe,* qu'à des efforts *linéaires*, à l'exclusion de tout moment fléchissant. Le plus souvent même, un membre déterminé ne subit qu'un seul genre d'efforts, compression ou tension.

Dans les poutres où cette condition est réalisée, on est par suite conduit à prolonger au delà du milieu de la travée chacun des systèmes de tirants ou de montants inclinés qui reportent les efforts vers les culées respectives. Ces membres additionnels, qui ne prennent aucune part de la charge morte et ne travaillent que

pour les positions dissymétriques de la surcharge, portent le nom de *contre-tirants (counterties* ou *counters)*, ou de *contre-montants (counterbraces)*.

Les poutres américaines ont, le plus souvent, une forme *trapézoïdale*. Les côtés latéraux du trapèze, par lesquels la semelle

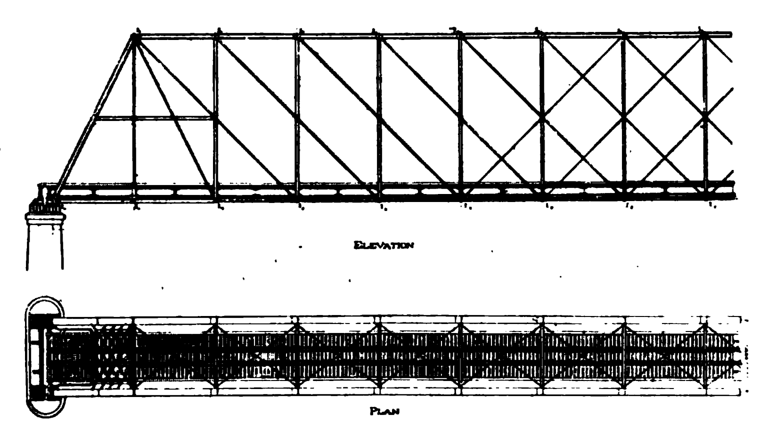
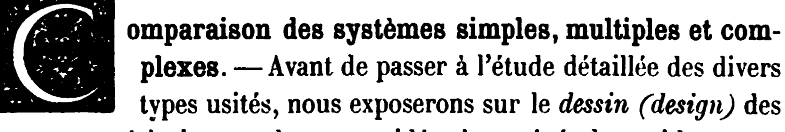


Fig. 200-201. — Pont de Bismarck. Travée de $122^m,00$.

supérieure repose sur les appuis, s'appellent les *montants extrêmes (end posts)*.

Les intervalles compris entre deux montants successifs et les semelles, constituent les *panneaux (panels)* de la charpente.

Les fermes américaines sont toujours absolument symétriques par rapport à un plan, qui est le plan de ces fermes. Les membres sont toujours rigoureusement centrés, c'est-à-dire qu'ils sont symétriques par rapport au plan des fermes et que leurs axes neutres se rencontrent rigoureusement aux centres des articulations. Dans une bonne construction, on exige en outre que les axes des membres du contreventement concourent également en ces points.



Comparaison des systèmes simples, multiples et complexes. — Avant de passer à l'étude détaillée des divers types usités, nous exposerons sur le *dessin (design)* des poutres américaines quelques considérations générales qui leur sont communes.

Ainsi que nous l'avons dit antérieurement, les poutres se distinguent en poutres *simples, multiples* et *complexes.*

Une poutre *simple* est constituée par un seul système de trian-

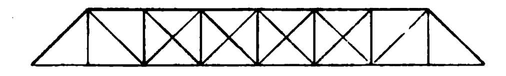


Fig. 202. — Poutre Pratt.

gles ayant, deux à deux, un côté commun. Exemple : la poutre Pratt (fig. 202).

Une poutre *multiple* est décomposable en plusieurs poutres sim-

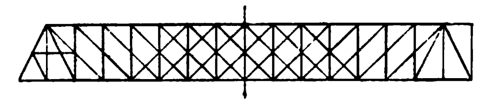


Fig. 203. — Poutre Linville. — Voie inférieure et voie supérieure.

ples dont les semelles coïncident. Exemple : la poutre Linville (fig. 203).

Une poutre *complexe* est faite d'une poutre simple, dans laquelle

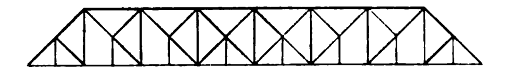


Fig. 204. — Poutre Pettit à sous-tirants.

on réduit la portée effective des panneaux, en construisant sur chaque panneau, comme base, une poutre secondaire. Exemple : la poutre Pettit (fig. 204-205).

Les poutres multiples étaient, ainsi que nous l'avons déjà dit

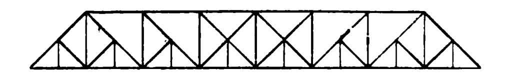


Fig. 205. — Poutre Pettit à sous-montants.

dans le chapitre Ier, seules employées jusqu'à ces dernières années pour les ponts de grande portée : cette préférence exclusive était justifiée autant par des raisons théoriques d'économie que par des motifs pratiques de construction.

Il y a toujours avantage, en vue de réduire le poids des fermes, à augmenter la hauteur de celles-ci, sans s'écarter, pour les membres obliques, de certaines inclinaisons que le calcul indique comme favorables, — 45°, par exemple, pour les tirants, dans la ferme Pratt. D'autre part, dans une poutre simple, tout accroissement de la hauteur conduit à allonger les panneaux, afin de conserver aux pièces obliques l'inclinaison choisie. Les longs pan-

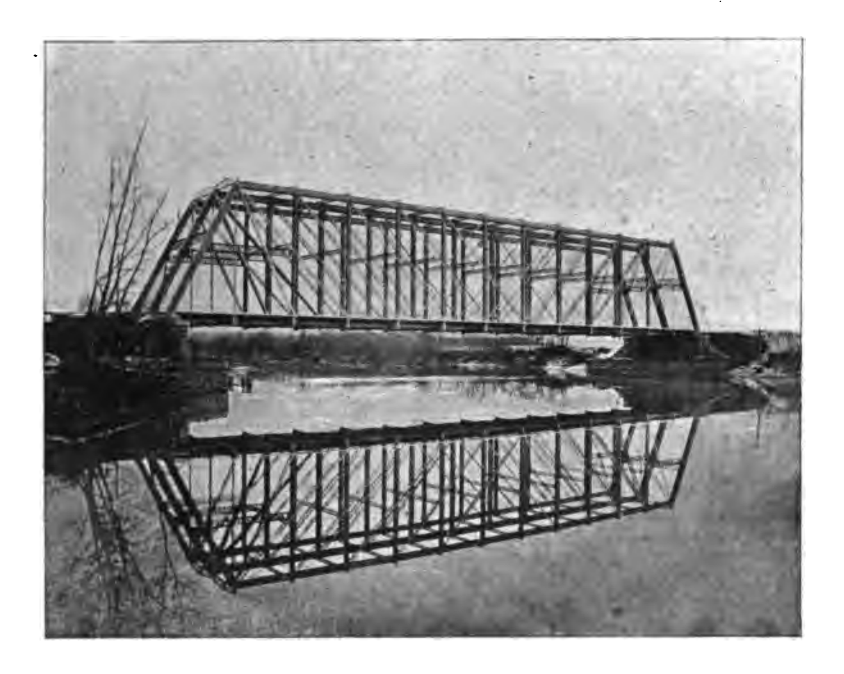


Fig. 206. — Pont sur le Genesee (Union Bridge Co.)

neaux exigent un tablier plus lourd et nécessitent l'emploi d'organes plus volumineux. Or, la grandeur des membres, comme les barres à œils, qui doivent être faits d'une seule pièce, est forcément limitée, en tout temps, par le degré d'avancement des procédés métallurgiques. Les frais de fabrication et de transport de pièces de grande dimension augmentent d'ailleurs assez rapidement, concurremment avec les difficultés de mise en œuvre, pour imposer aux constructeurs certaines bornes qu'ils peuvent difficilement franchir.

Au contraire, l'emploi des réseaux multiples permet, à égalité de longueur des panneaux et d'inclinaison des pièces obliques, de donner à une poutre une hauteur double ou triple, — suivant qu'elle est de système double ou triple, — de celle de la poutre simple de même portée. Il concilie donc l'économie des fermes avec celle du tablier et permet d'employer, dans certains cas, pour ce dernier, des fers laminés, plus avantageux que les poutres construites, tout en réduisant la longueur des membres et en augmentant, par suite, les facilités du travail, à l'atelier comme sur le chantier. Enfin, étant données deux poutres de même portée, l'une multiple et l'autre simple, comprenant le même nombre de points de division, et en admettant que, toutes choses étant égales d'ailleurs, on impose à toutes deux une même surcharge, la poutre multiple, dont les poutres composantes n'ont qu'un petit nombre de grands panneaux, fléchit moins que la poutre simple, qui comprend un grand nombre de petits panneaux.

Ces nombreux avantages des systèmes multiples en général, joints à la grande facilité d'exécution de la poutre Linville en particulier, avaient fait de cette dernière le type courant de tous les ponts de 50 à 130 mètres de portée, que les grandes Compagnies de construction fabriquaient d'une manière commerciale. (fig. 206-208).

Mais, depuis quelques années, les réseaux multiples sont tombés en défaveur, et on leur préfère généralement les réseaux simples ou complexes.

Les systèmes multiples prêtent, en effet, aux critiques suivantes : on admet, dans le calcul, que les diverses poutres simples qui composent une poutre multiple travaillent sans se contrarier, comme si elles étaient isolées. Or, il est évident que cette hypothèse n'est pas rigoureuse, et l'on peut aisément se rendre compte que, soit par suite d'inexactitudes légères dans la longueur des membres du réseau, soit même, dans un ouvrage de construction parfaite, par suite des réactions mutuelles qu'entraîne la communauté des semelles, les poutres élémentaires peuvent subir des efforts sensiblement différents de ceux qui résultent de calculs supposant leur indépendance.

Il n'est d'ailleurs pas de méthode d'évaluation des charges qui permette de déterminer, d'une manière certaine, le partage des efforts entre les fermes composantes d'une poutre multiple.

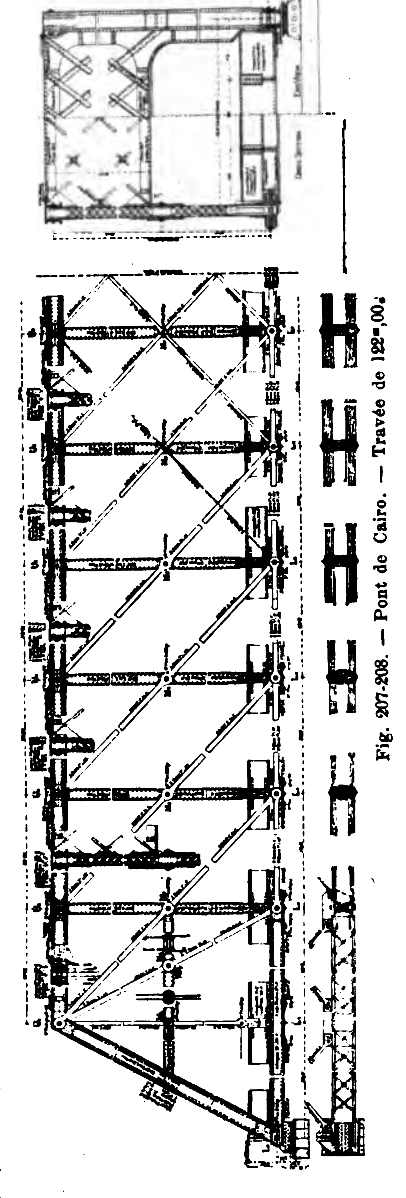


Fig. 207-208. — Pont de Cairo. — Travée de 122m,00.

L'hypothèse d'une surcharge uniforme, précédée ou non d'une charge concentrée ou *excès (excess)*, en tête du train, qui a longtemps servi de base au calcul des ponts en Amérique, ne peut donner que des résultats approchés, car elle suppose un égal partage de la surcharge uniforme entre les fermes composantes, qui est loin d'être réalisé en pratique. Il peut même se faire, en raison de la forme des wagons américains, à caisse très longue reposant sur des bogies voisins de leurs extrémités, que, pour certaines longueurs de panneaux, toutes les charges, ou la majeure partie de celles-ci, se trouvent concentrées aux sommets de l'une seulement des poutres composantes. L'extension à toute la surcharge d'un calcul fondé sur la considération des charges et des espacements réels des essieux, tel qu'on l'applique actuellement pour les locomotives et les tenders, ne donnerait pas davantage des garanties durables, en raison de l'augmentation rapide du poids et des dimensions du matériel roulant des chemins de fer américains.

En outre, alors même que l'ensemble des charges serait à peu près également réparti entre les divers systèmes, on ne peut empêcher qu'un nœud particulier d'une des poutres simples ne soit, au passage d'un train, alternativement lège et chargé, ce qui détermine, dans les membres qui y aboutissent, des variations brusques d'efforts, et, dans l'ensemble de la charpente, des transitions subites de la charge d'une poutre composante à l'autre, donnant naissance à des efforts dynamiques inconnus et à des vibrations nuisibles à la conservation des ouvrages.

Enfin, l'on est généralement amené, dans les poutres multiples, à établir des liaisons entre les membres des poutres élémentaires différentes, lorsqu'ils se rencontrent : par exemple, dans la poutre Linville, au croisement des tirants et des montants. Cette disposition n'est pas nécessaire et certains ingénieurs, comme MM. Bouscaren et Shaler Smith, se sont toujours refusés à l'admettre; mais la plupart des constructeurs y ont recours, en raison des appuis intermédiaires qu'elle procure aux pièces comprimées et de l'économie de métal qui en résulte.

Or, le point de rencontre des membres rectilignes des divers systèmes varie avec la flèche de la poutre, suivant que cette dernière ne subit aucun effort, comme pendant le montage sur échafaudages, ou qu'elle ne porte que son propre poids, ou qu'elle supporte en outre une surcharge. Il est impossible, dès lors, d'établir de telles liaisons sans qu'elles contrarient le libre jeu de la déformation élastique des fermes, en introduisant des efforts linéaires secondaires dont on ne peut se rendre exactement compte et des moments fléchissants dont l'effet est plus grave encore; car ils tendent à courber les montants, condition très défavorable pour des membres résistant à une compression longitudinale.

Les poutres multiples ont rendu de grands services pour le développement des voies de communication, alors que l'industrie disposait seulement de moyens restreints pour fabriquer et mettre en œuvre des membres métalliques de grande dimension. On pouvait alors se contenter de valeurs grossièrement approchées des efforts, en ayant soin de n'imposer au métal qu'une limite assez basse de travail; la légèreté relative du matériel roulant alors en

usage réduisait d'ailleurs les inconvénients d'une telle pratique.

Mais la tendance actuelle des Compagnies de chemins de fer à accroître constamment le poids des machines et le chargement des wagons[1], ne permet plus d'admettre un système de construction qui expose les charpentes à des efforts inconnus, très supérieurs à ceux pour lesquels elles sont établies. M. le professeur Burr a calculé, en effet, que dans une poutre Linville double, comme celles du pont de Lachine, ouvrage dessiné par l'un des premiers ingénieurs de l'Amérique, M. Shaler-Smith, exécuté avec le plus grand soin, exempt d'ailleurs des liaisons vicieuses que nous venons de critiquer, et présentant en outre un dispositif spécial, destiné à répartir également les charges entre les poutres composantes, les efforts réels peuvent différer de 15 à 25 °/₀ des efforts calculés. Dans les poutres multiples ordinaires, et surtout dans les poutres de faible portée et d'ordre supérieur, — on a été jusqu'aux poutres Linville quadruples, — les erreurs sont encore bien plus considérables, augmentées qu'elles sont, en pratique, par la plus légère imperfection d'exécution, affectant la longueur des pièces du réseau, par la différence de température des divers membres des ouvrages, par l'inégalité des coefficients d'élasticité du métal employé dans leur construction, et surtout par les effets dynamiques du passage des trains[2].

Ces conditions imparfaites ont imposé aux ingénieurs la nécessité de rechercher une solution plus rationnelle, pour la construction des grands ponts de chemin de fer, et c'est dans l'emploi des poutres *simples* ou *complexes, articulées*, à *grands panneaux*, qu'ils l'ont trouvée.

Dans un système simple, articulé, point d'indétermination

1. — Le chargement des wagons a passé, dans les dix dernières années de 20 tonnes au chiffre courant de 30 tonnes, et le poids des locomotives (à l'exclusion de machines spéciales comme celles du tunnel de Saint-Clair, qui pèsent jusqu'à 90 tonnes), de 47t,800 dont 41t,800 sur les essieux, à plus de 77 tonnes, dont plus de 50 tonnes sur les essieux.

2. — La plupart de ces critiques ne sont pas spéciales aux poutres multiples *articulées*, elles s'appliquent évidemment aussi, et avec plus de force, aux constructions *rivées*, comme les poutres en treillis, où la rigidité des assemblages trouble encore plus profondément la répartition des efforts.

possible, si l'on connaît exactement les charges. Le partage se fait suivant les principes de la statique entre les membres de la charpente, qui prennent naturellement leur position d'équilibre. Si la charpente est bien établie, bien entretenue, et si rien n'entrave le libre jeu des articulations, les efforts réels qui se développent dans les membres ne peuvent différer des efforts calculés que par suite de légères inexactitudes d'exécution; et ces défauts n'ont qu'une influence *locale* et absolument *insignifiante.*

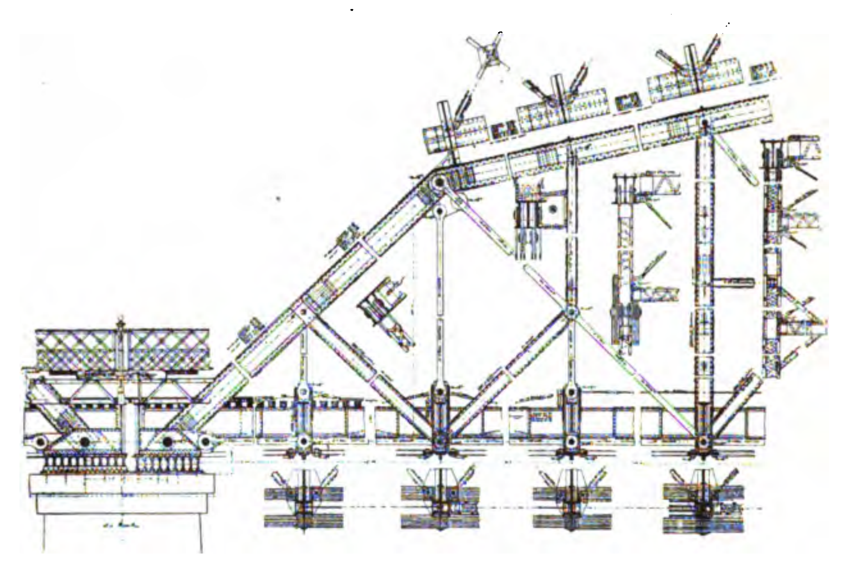


Fig. 209. — Pont de Cincinnati et Covington. — Travée de 149m,45.

Dans une ferme à larges mailles, où les membres ont des longueurs de 10 à 15 mètres, et où certains tirants inclinés atteignent même jusqu'à 30 mètres, les plus grandes erreurs que l'on tolère dans une construction soignée ne dépassent guère 1/20.000 de la longueur des pièces[1], et les altérations des angles qui peuvent en résulter sont des quantités de même ordre : il n'est donc pas exagéré de dire que la répartition des efforts résultant des forces verticales *connues*, le poids mort et la surcharge, est, dans de telles fermes,

1. — 1/64" par 25'.

aussi rigoureusement conforme aux calculs qu'il est possible, dans un système *matériel*.

Mais, indépendamment de ces forces, il faut encore tenir compte de toutes les *impulsions* que les ponts reçoivent en réalité au passage d'un train, par suite de l'application plus ou moins soudaine de la surcharge, des inégalités de la voie la plus parfaite, et surtout des réactions multiples de la machine — et du train tout

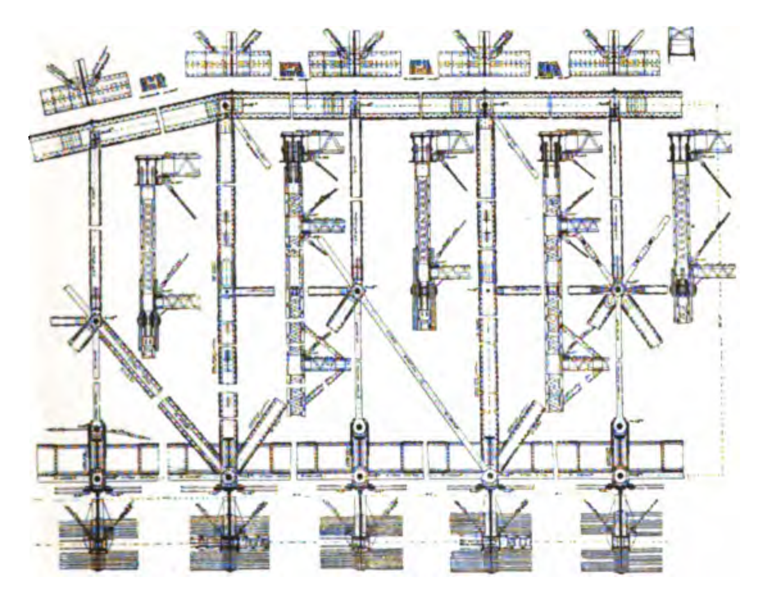


Fig. 210. — Pont de Cincinnati et Covington, travée de 149m,45 *(suite)*.

entier à sa suite, — provenant de l'effort de traction qu'elle exerce et des mouvements alternatifs non équilibrés dont elle est le siège.

Les ingénieurs américains désignent sous le nom d'*impact*, — le mot est français, — le résultat de toutes ces actions inconnues. Or, il est encore évident que, pour résister à l'*impact*, les poutres à larges mailles sont particulièrement avantageuses, en raison du poids plus considérable de leur tablier et de la plus grande dimension de leurs membres, où les efforts anormaux constituent dès lors une part d'autant plus faible des efforts totaux, que les dimensions des panneaux, — et des fermes elles-mêmes, — sont plus considérables.

Enfin, l'emploi des grands panneaux permet aux ingénieurs de s'affranchir des conditions aléatoires et changeantes qui résultent forcément de la considération d'un *matériel type*, existant ou non, et des *charges* et des *espacements réels* de ses essieux. Si les panneaux deviennent assez grands, en effet, pour que tout le poids d'une machine puisse être considéré comme supporté par un seul nœud des fermes, les calculs peuvent être beaucoup simplifiés, et les résultats n'en sont pas, comme dans les poutres à petits panneaux, sensiblement affectés par les différences qui existent à

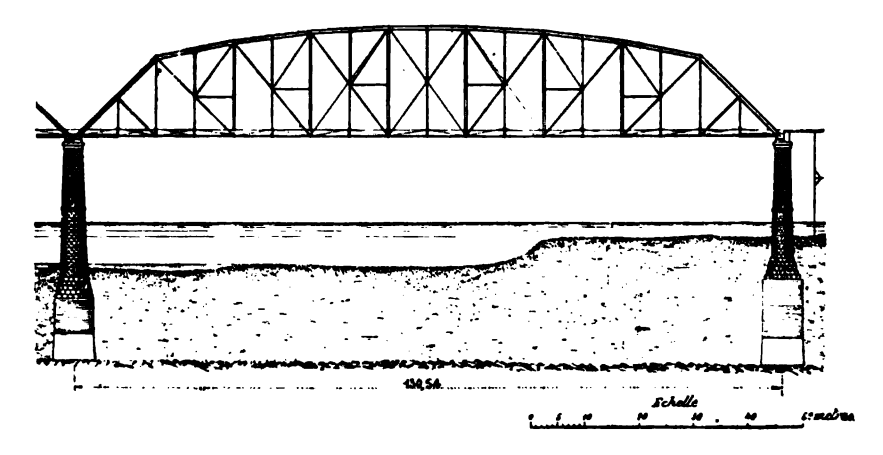


Fig. 211. — Travée de 130^m,54 du Winner Bridge.

une même époque, entre les matériels de diverses compagnies, — ni même, si on laisse une marge suffisante pour l'avenir, par les modifications graduelles qu'entraîne leur constante évolution.

L'augmentation des dimensions du matériel et de la charge des essieux ne semble pas, en effet, pouvoir être indéfinie, car un accroissement sensible de ces éléments, au delà des limites actuelles, entraînerait sans doute une réfection complète de la voie de tous les chemins de fer américains, opération dont les frais sont de nature à faire reculer les Compagnies.

La tendance de la construction américaine à n'employer exclusivement que les grands panneaux se manifeste plus nettement de jour en jour, et n'a d'autres limites que celles que l'insuffisance

des moyens métallurgiques et les difficultés de montage dues à l'augmentation du poids des pièces imposent aux ingénieurs [1].

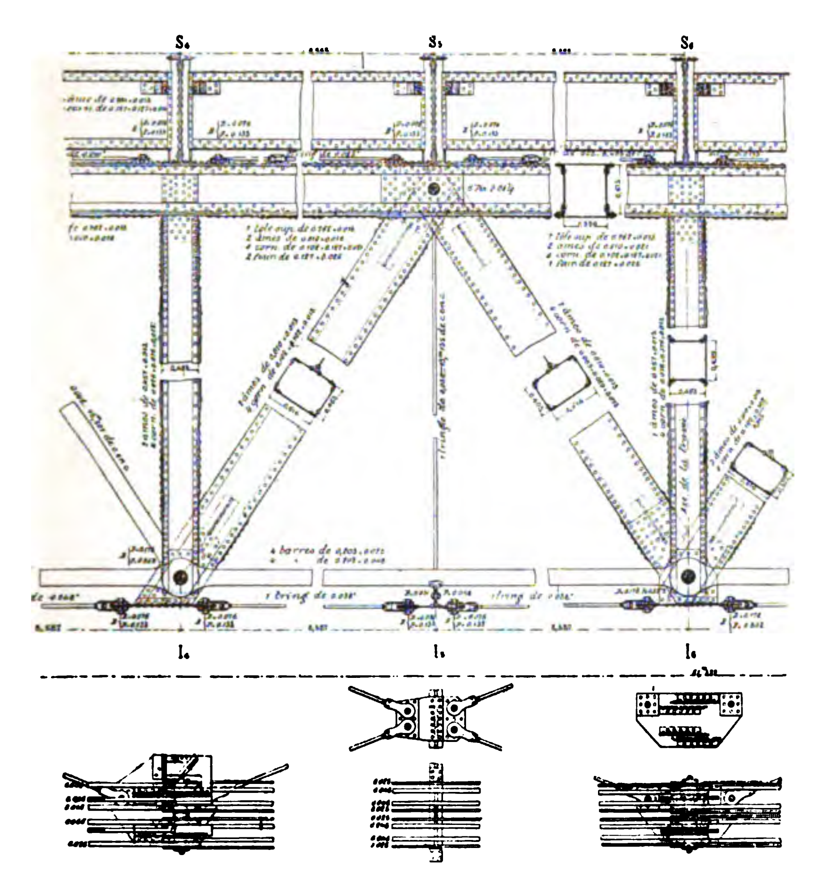


Fig. 212 à 217. — Dessins d'un panneau de la travée de 103m,32 du pont de Memphis.

Lorsque la longueur du panneau de la ferme simple devient

1. — C'est cette dernière considération qui a conduit M. J. Morison à adopter, au pont de Memphis, un système triangulaire *double* et *complexe*. En raison de la grande portée atteinte (241m,08) les membres d'un système *simple* n'auraient pas été maniables.

En Angleterre, où l'on n'est pas limité, pour la longueur des panneaux, par l'emploi de membres faits d'une pièce, on a appliqué sur une grande échelle le système des larges mailles au pont du Forth, où le tablier est porté, dans chaque panneau, par une poutre en treillis.

trop considérable, on le subdivise, en le transformant lui-même en une poutre nouvelle.

Les poutres complexes ainsi formées (fig. 209-219, etc.) jouissent de toutes les qualités des poutres simples : le système simple qui sert de base assure la répartition des efforts conformément au calcul, et les poutres secondaires permettent de réduire la longueur effective des panneaux sans altérer cette répartition. Les poutres secondaires peuvent d'ailleurs être séparées de la poutre primaire,

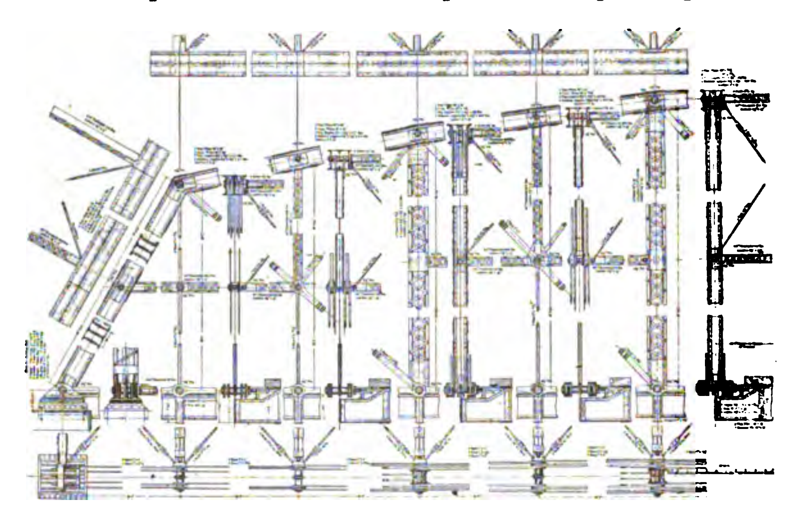


Fig. 218. — Pont du Havre de Grâce. Travée marinière de 158m,60.

comme cela a été partiellement fait, en particulier, au Winner Bridge, à Kansas City (fig. 211); ce n'est néanmoins pas l'usage de réaliser cette séparation parce que l'on trouve dans la pratique contraire, sans qu'il en résulte pour les membres des conditions de travail sensiblement plus défavorables, de grands avantages au point de vue de la simplicité de la construction et de la facilité du montage.

Les sommets des poutres secondaires créent, dans le réseau, des *nœuds* intermédiaires, sur lesquels on prend appui pour soutenir, à l'aide d'entretoises ou de tirants spéciaux, les membres de la poutre primaire en des points intermédiaires de leur portée.

Dans quelques ponts récents les barres de la semelle étendue sont en outre supportées, au milieu de chaque panneau, par une console spéciale, généralement projetée par le tablier *(mid panel*

bracket) (fig. 212-217). M. G. Lindenthal a même proposé de réunir entre elles, à l'aide d'un treillis, les barres à œils composant chaque membre, suivant le système qu'il a lui-même appliqué au pont de North Side (Voir l'Atlas). Mais, quand les barres sont nombreuses, il en résulterait une grande complication, indépendamment d'une réduction sensible de la *section nette*. Ces divers procédés limitent la flexion des membres principaux, flexion nuisible à la rigidité du pont, s'il s'agit de pièces étendues, ou

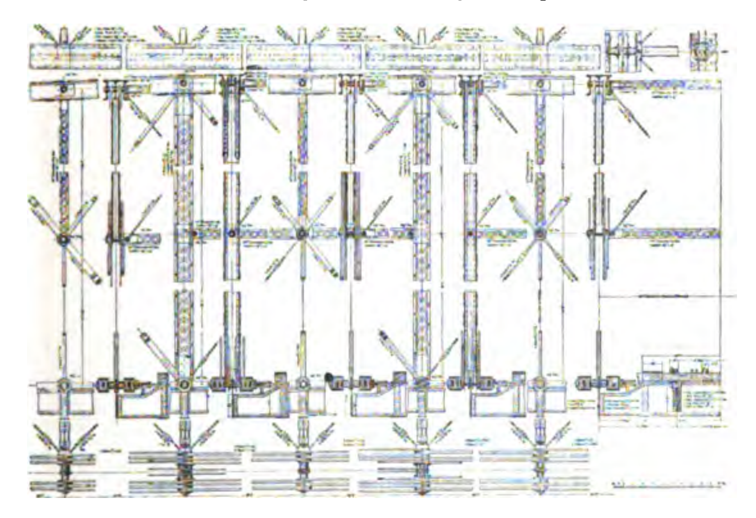


Fig. 219. — Pont du Havre de Grâce. Travée marinière de 158m,60 *(suite)*.

même à sa résistance, dans le cas de pièces comprimées. On profite, en outre, des points d'appui pour y établir des divisions de ces membres, dont les éléments deviennent, dès lors, aussi faciles à fabriquer et aussi maniables que ceux des poutres multiples.

Cette addition de pièces auxiliaires, qui ne prennent aucune part des charges et n'ont d'autre but, tout en simplifiant la construction, que de raidir les fermes pour y réduire les vibrations au passage des trains, est, avec les grandes mailles dont elle est la conséquence, le caractère distinctif et original des poutres américaines actuelles [1], simples ou complexes, qui se retrouve presque sans

1. — Déjà, dans le pont du Cincinnati Southern Ry, et dans le viaduc du Kentucky River, les montants étaient reliés, au milieu de leur hauteur, par une lisse courant sur toute la longueur des poutres.

exception dans tous les grands ponts de construction récente (fig. 199, 209, 210, 211, 218, 219, etc.).

Il convient enfin de signaler, comme un trait non moins frappant de la construction actuelle, la tendance des principaux ingénieurs à proscrire absolument l'emploi de tous les dispositifs dits *ajustables*, et reposant sur l'emploi du pas de vis, dont l'usage dans les ponts était, en fait, une cause d'indétermination des efforts, et même, quelquefois, une source de dangers. Cette pratique nouvelle a conduit à modifier sensiblement le dessin des principales parties des poutres américaines. Dans les fermes, en particulier, on a d'abord supprimé les pas de vis des contre-tirants, puis les contre-tirants eux-mêmes, auxquels on supplée,

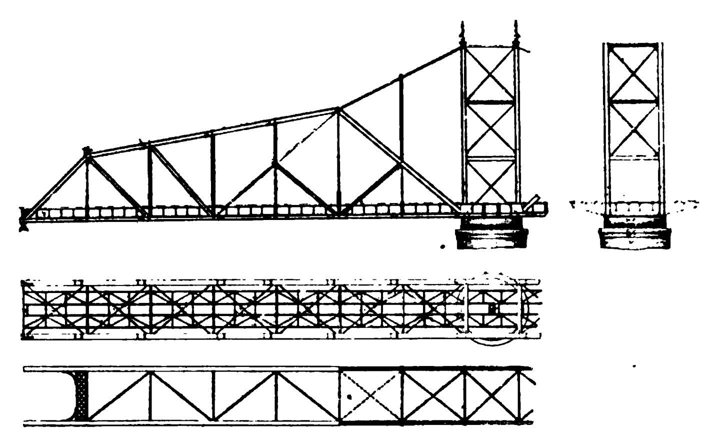


Fig. 220 à 223. — Interstate Bridge à Omaha. Travée tournante de 158m,60 d'ouverture.

maintenant, en proportionnant les membres du réseau, voisins du centre des travées, de manière à leur permettre de résister aux renversements d'efforts (fig. 220 à 223).

Proportions des poutres américaines. — Le rapport de la hauteur à la portée a, dans les poutres américaines, une valeur supérieure à celle qu'on lui donne généralement en France. Ce rapport s'abaisse bien, il est vrai, par suite de conditions spéciales, à 1/10 dans quelques ouvrages anciens, par exemple dans la grande travée du pont du Cincinnati Southern R. R. à Cincinnati (fig. 224); mais c'est l'exception, et

l'on n'emploie guère de surbaissements inférieurs à 1/8 pour les grandes ouvertures, tandis que, pour les petites, on ne descend pas au-dessous du sixième et que l'on atteint même le quart de la portée. Cette grande proportion de la hauteur, par rapport à la portée, est une des principales causes du faible poids par mètre courant des ouvrages américains. Mais les conditions de stabilité et de résistance à l'effort latéral du vent empêchent souvent, pour les grandes travées, de réaliser la hauteur que le calcul indique



Fig. 224. — Grande travée de 157^m,08 du pont du Cincinnati Southern Ry. (Album de la Keystone Bridge Co).

comme la plus économique. Jusqu'à ces dernières années, on admettait en général, en Amérique, que le rapport de la hauteur des fermes à l'écartement de leurs plans, ne doit pas dépasser *deux*, et c'est ce motif qui avait amené l'adoption, pour le pont Cincinnati, du surbaissement peu économique de 1/10. Néanmoins, en raison des ouvertures considérables que les ingénieurs du gouvernement exigent maintenant sur les rivières fréquentées par la navigation, l'Ohio, le Missouri et le Mississipi, on a été conduit, dans certains ouvrages récents, comme le pont de Cincinnati et Covington, à donner aux fermes une hauteur atteignant le triple de leur écarte-

ment (fig. 251). Mais on peut craindre que l'économie qui en résulte ne soit achetée aux dépens de la stabilité, et dans d'autres ouvrages de semblable importance on a préféré augmenter l'écartement des fermes ou diminuer la hauteur, pour éviter cet inconvénient[1]. Il convient toutefois de remarquer que dans le pont de Cincinnati et Covington, la semelle supérieure étant polygonale, le centre de gravité est sensiblement plus bas que dans une poutre de même hauteur à semelles parallèles; l'inconvénient est donc de beaucoup réduit par ce fait.

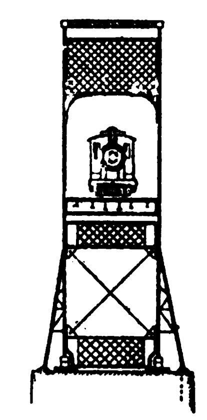


Fig. 225. — Pont de Lachine. Coupe sur la pile comprise entre les deux travées marinières.

Mais il est néanmoins prudent, quand on est conduit à employer des poutres étroites de grande hauteur, de recourir, en outre, à des dispositifs spéciaux d'ancrage sur les piles, destinés à empêcher le renversement de la travée. Les figures 225-226 représentent le système de haubans employés au pont de Lachine, où la hauteur de la poutre, sur la pile centrale de la travée cantilever, atteint presque le quadruple de la largeur.

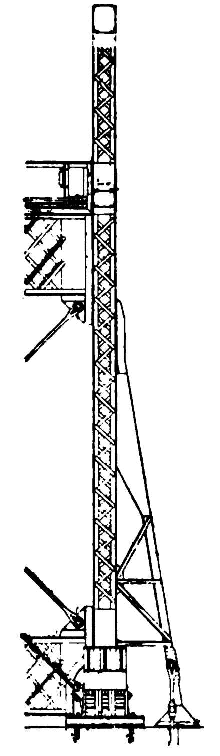


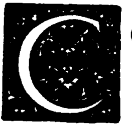
Fig. 226. — Dessin montrant le détail des haubans.

Indépendamment des considérations précédentes, les conditions de résistance latérale aux efforts du vent exigent que le rapport de l'espacement des plans des fermes à la portée ne s'abaisse pas au delà d'une certaine limite. Les ingénieurs américains fixent à

1. — Cette cause n'est peut-être pas étrangère au désastre du pont de Louisville et Jeffersonville (cf. chapitre X). La seconde travée de ce pont, identique, comme dessin, au pont de Cincinnati et Covington, a été détruite, le 15 décembre 1893, par un coup de vent relativement peu violent, alors qu'elle était montée, mais non encore rivée, les quatre cinquièmes des trous étant remplis par des boulons. Le contreventement n'était d'ailleurs pas entièrement mis en place.

un vingtième ou, de préférence, à un dix-neuvième de la portée, le minimum de l'écartement des fermes. Il est d'ailleurs nécessaire que cet écartement ne soit pas de beaucoup inférieur à la longueur des panneaux, sans quoi le contreventement deviendrait trop oblique sur le plan des fermes et perdrait beaucoup de son efficacité.

La *largeur libre* communément requise est de $4^{m},27$ (14′) pour la simple voie et de $8^{m},25$ (27′) pour la double voie; mais certains ingénieurs portent ces chiffres respectivement à $4^{m},87$ (16′) et $8^{m},85$ (29′). La double voie se prête donc, à tous égards, mieux que la simple voie, en raison du plus grand écartement des fermes qu'elle motive, à la construction des grandes travées. Aussi est-ce dans un but d'*économie*, bien que cela puisse sembler paradoxal, que l'on a été amené, depuis quelques années, à construire à double voie un certain nombre de ponts de très grande portée, comme par exemple le pont de Wheeling, sur l'Ohio (Voir l'Atlas).

**ontours polygonaux.** — La simplicité de la construction, l'avantage de n'avoir dans un ouvrage qu'une seule forme et une seule longueur pour toutes les pièces de même rôle, la surface de la section variant seule de l'une à l'autre, ont conduit les ingénieurs américains à renoncer pendant longtemps, sauf dans les poutres de petite portée en forme de bow-strings renversés, à l'économie de métal que permet de réaliser la courbure des semelles, appliquée cependant sur une assez grande échelle dans les premiers ponts métalliques américains. Néanmoins les contours polygonaux, employés d'abord dans les ponts *Cantilevers* du Frazer Cañon et de Niagara (fig. 227), et dans la grande travée marinière du pont du Havre de Grâce sur la Susquehanna (fig. 218-219), sont devenus maintenant d'un emploi général pour les semelles *comprimées*, dans tous les ponts de quelque importance appartenant aux systèmes simples ou complexes. Les semelles *étendues* polygonales ne se rencontrent que dans les ponts de petite portée.

Les brisures multipliées, qui donnent l'illusion d'une courbe, ne se sont cependant répandues qu'avec quelque lenteur, bien qu'il en existât des exemples dans les ponts tournants, et surtout dans

les bow-strings primitifs, dont les routes présentent encore de

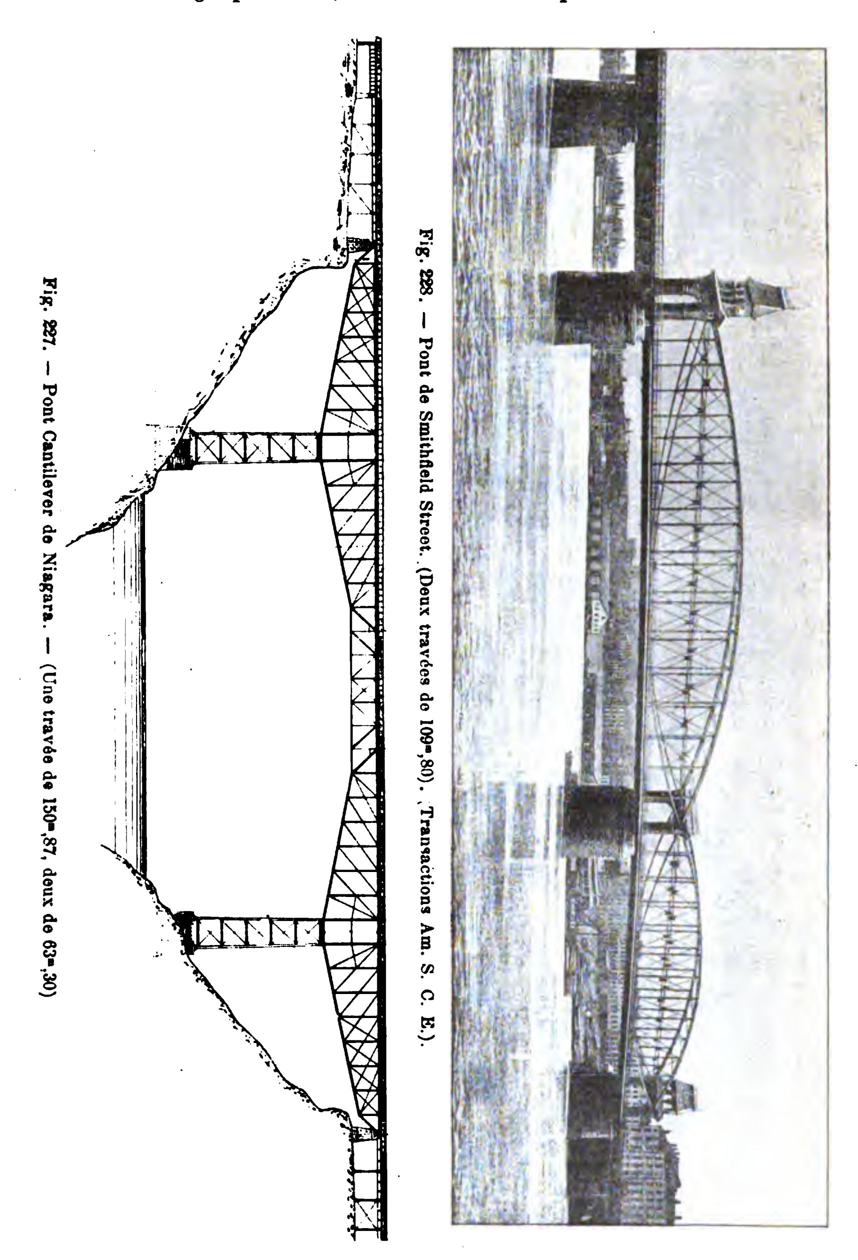


Fig. 227. — Pont Cantilever de Niagara. — (Une travée de 150m,87, deux de 63m,30)

Fig. 228. — Pont de Smithfield Street. (Deux travées de 109m,80). Transactions Am. S. C. E.).

nombreux spécimens, et dont il reste même quelques survivants

sur les voies ferrées (fig. 229). Elles ont fini, néanmoins, par entrer



Fig. 229. — Poutre parabolique Herthell. (Transactions Am. S. C. E.).

dans la pratique, et, indépendamment des bowstrings proprement dits, comme les ponts-routes de Smithfield street à Pittsburg (fig. 228-230) et du Licking River à Covington (fig. 231), elles ont été appliquées à un certain nombre de grands ouvrages dont le pont des Marchands est le plus bel exemple. Dans certains ouvrages plus récents, comme le nouveau pont-route de la Sixième Rue, construit en 1893 à Pittsburg, la courbure de la semelle devient même telle que les montants extrêmes, dûment inclinés, tendent à former avec elle une courbe parabolique continue (fig. 232).



Fig. 230. — Pont de Smithfield Street. (Transactions Am. S. C. E.).

Mais il y a de sérieux inconvénients à abaisser au-dessous de 45° l'inclinaison des montants extrêmes des poutres américaines, car on allonge ainsi d'une manière dangereuse la seule partie de ces poutres où, comme nous le verrons plus loin, l'on ne puisse éviter, sous l'action du vent, la production de moments fléchissants importants. D'ailleurs, le plus grand nombre des ingénieurs



Fig. 231. — Pont sur le Licking River. — (Deux travées de 83m,27 et une de 71m,50).

américains protestent, avec quelque raison, contre l'usage des semelles complètement paraboliques, qui transforment les poutres en de véritables bow-strings, dans lesquels les membres du réseau finissent par n'avoir à supporter qu'une part très faible des charges mortes et deviennent, par suite, extrêmement grêles, tandis que leur longueur se trouve considérablement accrue par la grande hauteur des fermes. Il en résulte une économie de métal peu recommandable, surtout pour les ponts de chemins de fer, car elle

expose certains organes à des renversements d'efforts[1], et donne des poutres manquant de rigidité, où les vibrations deviennent excessives, et où l'impact atteint, dans les membres du réseau, une valeur considérable par rapport aux efforts calculés. En outre, les contre-tirants, dont l'on tend à supprimer l'emploi dans les poutres américaines, doivent, dans les bow-strings, s'étendre sur la totalité de la portée.

Bien que l'emploi de ce type puisse être justifié, dans certains cas, par des considérations d'esthétique et d'économie, il ne semble pas appelé à recevoir en Amérique de nombreuses applications, pour les ponts de chemins de fer, tout au moins. Beaucoup d'ingénieurs préfèrent même, dans les poutres américaines, limiter à deux ou trois le nombre des brisures *intermédiaires* des semelles. La simplicité et la rigidité y gagnent plus que l'économie n'y perd, et l'apparence des ponts n'en est pas forcément affectée. Certains ponts, comme ceux de Van Buren, de Fort-Madison, présentent des contours polygonaux agréables à l'œil, tandis qu'une courbure trop parfaite des semelles s'allie quelquefois mal avec le dessin du réseau, formé de membres rectilignes à orientations variées. Il faut reconnaître,



Fig. 232. — Pont de la Sixième Rue. (Deux travées de 133m,97). — (Rail Road Gazette).

1. — Dans un bow-string à semelle supérieure parfaitement parabolique, supportant une charge uniforme, chacun des montants verticaux, faits pour travailler à la compression, subit une tension égale à la charge totale d'un panneau, et les tirants inclinés ne portent rien. Dès que la surcharge devient dissymétrique, l'effort change de sens dans les montants et les tirants obliques entrent en jeu.

toutefois, que les fermes américaines à larges mailles échappent beaucoup mieux à cet écueil que les bow-strings anglais ou les poutres hollandaises; il n'y a pas de comparaison à établir, selon nous, au point de vue de l'élégance, entre les ponts des Marchands (Voir l'Atlas), de la Sixième Rue, ou d'Alton (fig. 232) et le viaduc de Sharpness (fig. 233) ou le pont de Kuilenburg (fig. 234).

Dans les ponts cantilevers et les ponts tournants, où les conditions de répartition des efforts sont toutes différentes, les mêmes

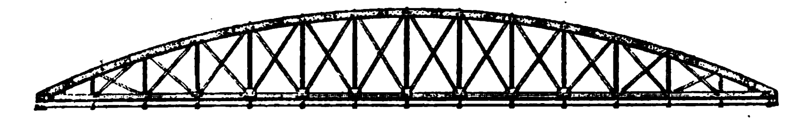


Fig. 233. — Pont de Sharpness (Angleterre). Travée de 49^m,00.

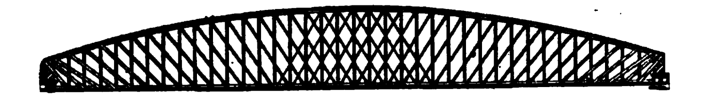
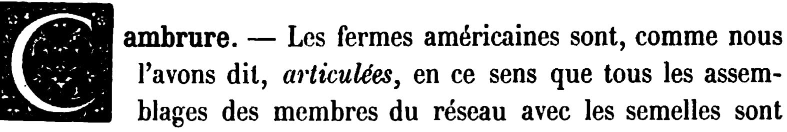


Fig. 234. — Pont de Kuilenburg (Hollande). Travée de 150^m,00.

motifs ne limitent pas l'emploi des semelles paraboliques, qui y sont fort usitées. Mais dans aucune ferme américaine on ne trouve de semelles *absolument courbes,* suivant la disposition irrationnelle assez répandue en Europe : les éléments de ces organes, compris entre deux nœuds successifs, demeurent toujours *rectilignes,* comme il convient pour résister à des efforts *linéaires.*



Cambrure. — Les fermes américaines sont, comme nous l'avons dit, *articulées,* en ce sens que tous les assemblages des membres du réseau avec les semelles sont faits à l'aide de pivots. Mais pour que l'articulation fût parfaite, il faudrait que chacun des éléments successifs, des semelles comme de l'âme, fût *absolument* libre de se déplacer autour du pivot, sous l'influence de forces extérieures *quelconques,* indépendamment des éléments voisins. Or, cette condition n'est complètement

réalisée, pour la semelle comprimée, que dans les ponts à semelle *courbe* de construction soignée. Dans les poutres à semelles rectilignes ou polygonales, comme la constitution de la semelle comprimée à l'aide de tronçons réunis les uns aux autres par des articulations rendrait l'exécution plus difficile et compliquerait le montage, il est d'usage de réunir *bout à bout*, à l'aide *d'éclisses (splices)*, les divers segments de cette semelle, dont les abouts sont préalablement dressés à la machine, en réservant exclusivement les joints articulés pour les points de brisure, et encore, dans les poutres à semelle polygonale, quelquefois exclusivement pour les brisures voisines des extrémités. Il en résulte une simplification importante des assemblages, en même temps qu'une rigidité beaucoup plus grande contre l'effort transversal du vent.

Cette pratique n'est peut-être pas à l'abri de toute critique, et l'on peut craindre qu'il n'en résulte soit une certaine indétermination de la répartition réelle des efforts dans la section de la semelle comprimée, en raison du jeu qui doit exister, forcément, entre la cheville et l'œil qui la reçoit, soit même la production de moments fléchissants, sous l'influence des déformations dues aux charges. Dans les constructions soignées, on réduit au strict minimum (environ $0^{m},0005$), le jeu nécessaire à la mise en place des membres et à la mobilité de l'articulation, et la première critique ne conserve plus guère, dès lors, qu'une valeur spéculative. Quant à la seconde, on s'en affranchit d'une manière à peu près complète, en donnant aux poutres une *cambrure (camber)* telle qu'au passage des charges elles reprennent leur forme théorique : on peut alors admettre que, la semelle comprimée redevenant rectiligne dans les conditions *normales* de travail auxquelles elle doit satisfaire, tout effort de flexion s'y trouve *pratiquement* supprimé. En général, on donne même aux fermes un très léger *excès* de cambrure, tel que la surflèche ne disparaisse pas entièrement sous les plus fortes charges. Il en résulte, dans le cas de poutres indépendantes, une très faible courbure de la semelle comprimée, qui ne peut pas causer de moments fléchissants appréciables et qui a l'avantage de combattre la tendance de cette semelle à fléchir, entre les nœuds du réseau, sous l'influence de

son propre poids. Dans les consoles des ponts cantilevers, au contraire, où la semelle comprimée est la semelle inférieure, la cambrure s'ajoute à la flèche naturelle produite dans cette semelle par la pesanteur. Il y a donc avantage à limiter la *cambrure* à la valeur nécessaire, pour éviter la production d'une flèche sous le *poids mort*, et d'y substituer, pour obtenir le surplus du relèvement désiré de l'extrémité des consoles, une *pente* uniforme légère, convenablement choisie, qui laisse prendre à la semelle inférieure, sous l'action des *surcharges*, un profil légèrement cintré.

Quant à la travée suspendue, elle ne diffère en rien d'une travée libre ordinaire, et doit être traitée comme telle. Nous reviendrons d'ailleurs sur ce sujet, au chapitre VII.

Le faible bombement de la voie qui résulte de la *cambrure rémanente* a pour effet, lorsque les trains franchissent les ponts avec une certaine vitesse, de réduire légèrement l'effet de la pesanteur, par suite de la production d'une force centrifuge verticale de sens contraire à celle-ci. Si la voie fléchissait au-dessous de l'horizon, comme cela se produirait sans la cambrure, il en résulterait au contraire une augmentation de la flèche, la force centrifuge du train s'ajoutant à la pesanteur.

Quand les ponts comprennent un certain nombre de travées, il y aurait inconvénient, lorsqu'on leur donne un *excès* de cambrure, à mettre tous les appuis de niveau, car la voie présenterait alors une succession de points hauts et de points bas, disgracieux à l'œil, et qui aurait l'inconvénient plus grave d'augmenter l'impact, quand le train aborde chaque travée. On a quelquefois remédié à cet inconvénient, en fixant les longerons aux pièces de pont à des hauteurs variant dans la longueur de la travée, ou en entaillant les traverses, de manière à obtenir une voie de niveau. Mais la première de ces solutions est compliquée; et la seconde est vicieuse, car elle affaiblit le tablier. Il est donc généralement préférable de donner à *l'ensemble* des travées successives une *cambrure générale*, qui peut être prise égale à la cambrure totale ou simplement à la cambrure rémanente de chaque travée. Il en résulte un surhaussement du pont en son milieu, qui permet, sur les larges rivières

d'Amérique, de concilier avantageusement l'économie des accès avec les exigences de la navigation.

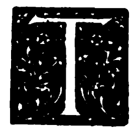
La valeur que l'on donne à la cambrure varie généralement entre $\frac{1}{1200}$ et $\frac{1}{600}$ de la portée. Les cahiers des charges spécifient souvent que la cambrure ne devra pas être inférieure à une certaine fraction de la portée; mais cette règle n'est pas suffisante. Il est évident, en effet, que la cambrure doit être calculée dans chaque cas, pour contrebalancer le fléchissement résultant des données considérées. Or, les flèches que prennent les ponts sont influencées par les principaux éléments suivants : la portée, le rapport de la hauteur des fermes à cette portée, le coefficient d'élasticité des métaux, et, pour un même métal, la valeur de l'effort admis par unité de section. La cambrure doit être d'autant plus forte que la portée est plus faible, les fermes moins surhaussées, et le coefficient de travail plus élevé. Comme il est d'usage d'admettre pour l'acier des efforts spécifiques plus élevés que pour le fer, ces deux métaux ayant d'ailleurs des coefficients d'élasticité peu différents, les ponts en acier doivent, toutes choses égale d'ailleurs, recevoir une cambrure plus forte que les ponts en fer [1].

Le procédé qui semblerait le plus naturel pour obtenir la cambrure consisterait à donner aux pièces comprimées un excès de longueur et à raccourcir au contraire les pièces étendues, de telle sorte que chaque membre reprenne, sous l'action des charges, ses dimensions théoriques. L'altération à apporter à chaque élément se déduirait alors immédiatement du calcul des efforts. Toutefois, ce procédé n'est pas usité, en pratique, à cause de la complication et de la minutie, peu favorables à une bonne exécution, qu'il entraînerait dans le travail à l'atelier. La méthode couramment employée, qui donne d'ailleurs des résultats également satisfaisants, consiste à faire porter sur l'une seulement des deux semelles le total de la modification nécessaire pour obtenir la cambrure voulue. On multiplie donc par un même coefficient les segments de la semelle comprimée, ce qui revient, dans les poutres trapézoï-

1. — Voir chap. X.

dales, à leur donner un excès uniforme de longueur, par rapport aux segments correspondants de la semelle étendue; les deux semelles parallèles prennent, dans ce cas, la forme d'arcs de cercles concentriques, les membres verticaux, s'il en existe, s'orientant suivant des rayons. On ne modifie pas la longueur des pièces verticales; et celle des pièces obliques se calcule aisément, *à la demande* des panneaux de la ferme *cambrée*.

Pour les ponts de portées courantes (60 à 135^m,00, 200′ à 450′) et dans les conditions de travail ordinairement imposées au fer par les spécifications[1], M. Théodore Cooper admet comme une bonne règle d'augmenter de $\frac{1}{1000}$ la longueur de chaque segment de la semelle supérieure. Quand on a recours à l'acier ou quand on impose au fer un coefficient de travail plus élevé, il faut augmenter cet excès en conséquence[2]. Dans les ponts d'acier de portées courantes construits par M. G. Moriston, l'excès de la semelle supérieure sur la semelle inférieure, varie de $\frac{1}{600}$ à $\frac{1}{700}$. Mais dans les ouvrages de grande portée, également en acier, construits par cet ingénieur, l'excès s'abaisse à $\frac{1}{732}$, pour les grandes travées Linville de 159^m,65 du pont de Cairo, et à $\frac{1}{796}$, pour les travées polygonales de même portée du pont des Marchands. Le problème de la cambrure présente quelques difficultés spéciales dans les poutres de système multiple, en raison de la variabilité des points d'intersection du réseau : nous y reviendrons ultérieurement, au chapitre VI.



ablier. — Le tablier, dans les ponts américains, se place tantôt à la partie inférieure des fermes, tantôt à la partie supérieure, et quelquefois, mais plus rare-

1. — Voir chapitre X.
2. — Voir chapitre X.

ment, à un niveau intermédiaire (fig. 235). Les ponts à tablier inférieur, ou *intérieur (through-bridges)*, sont les plus répandus : on les préfère généralement, à cause de leur plus grande stabilité. Ils sont à peu près exclusivement employés pour les grandes portées, qui exigent des fermes de grande hauteur, alors même que l'adoption d'un pont à tablier supérieur *(deck-bridge)* pourrait être une source d'économies importantes dans l'établissement des piles. Pour les ponts de petite portée au contraire, dans lesquels la hauteur manque pour établir, au-dessus de la voie, un contre-

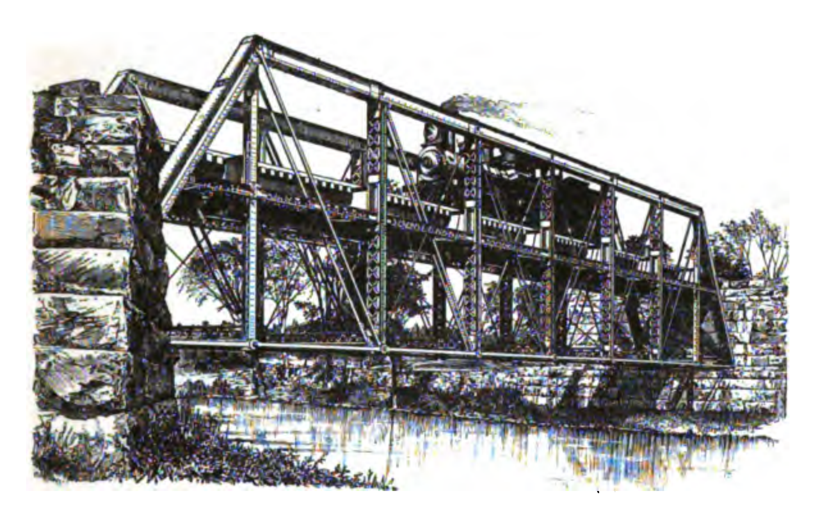


Fig. 235. — Pont de Torrington (Rail-Road Gazette).

ventement transversal suffisant, il est préférable de placer le tablier à la partie supérieure des poutres. On donne aux ponts à tablier supérieur une stabilité comparable à celle des ponts à tablier inférieur, en remplaçant les fermes *érigées (erect)* par des fermes *renversées (inverted)*, dans lesquelles les appuis sont au niveau de la semelle supérieure, qui devient rectiligne, tandis que la semelle inférieure prend la forme trapézoïdale, ou polygonale; les bowstrings renversés, en particulier, ont été souvent employés pour les travées secondaires qui donnent accès aux ponts de grande portée (fig. 236-237).

Quelquefois, on adopte une solution mixte, plus agréable à l'œil,

en mettant les appuis à un niveau intermédiaire entre celui des deux semelles : le pont sur l'Ohio, près de Pittsburg (Ohio Con-

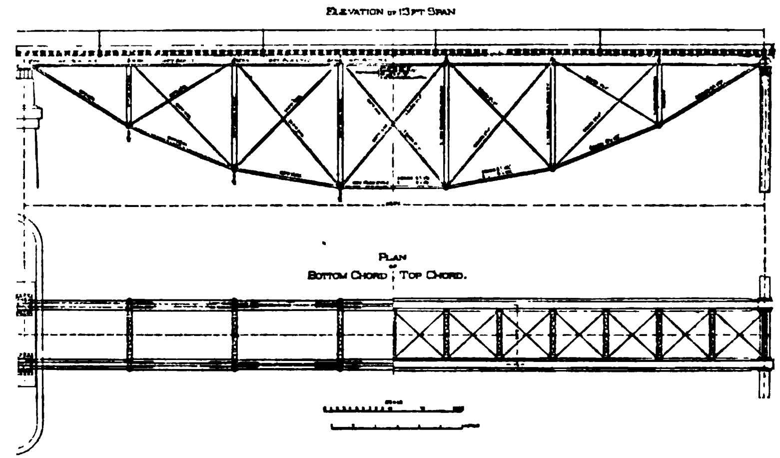
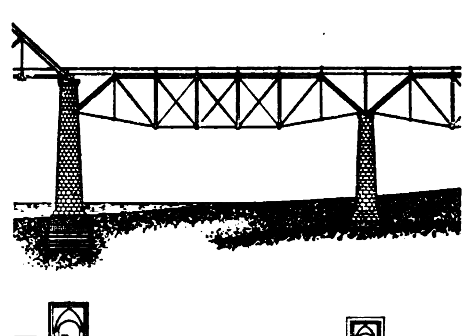


Fig. 236-237. — Dessins d'une travée d'accès de 34m,47 du pont de Bismarck.

necting Railway), de M. J.-L. Strobel, en offre un joli exemple (fig. 238-239)[1]. Les deux appuis d'une poutre ne sont, d'ailleurs, pas toujours au même niveau : certaines poutres ont une extrémité *érigée*, et l'autre *renversée* (Voir l'Atlas : Pont du Havre de Grâce et pont sur l'Ohio).

Les poutres *érigées* à tablier supérieur ont toujours, comme les ponts à tablier inférieur, une forme trapézoïdale. Le tablier est alors porté, sur les piles, par des fermes transversales spéciales, indépendantes des poutres bien qu'ayant mêmes supports (fig. 238-241).



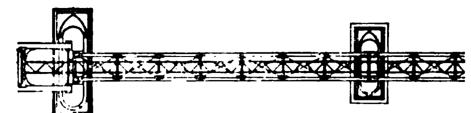


Fig. 238-239. — Travées de 53m,09 du pont sur l'Ohio.

1. — Voir l'Atlas.

Les ingénieurs américains qualifient de *bâtardes (pony-trusses),* (fig. 249) les poutres de petite portée, à tablier inférieur, dont la hauteur n'est pas suffisante pour permettre de relier les semelles supérieures entre elles, au-dessus de l'espace libre réservé au passage. Les poutres bâtardes *articulées* sont maintenant proscrites des voies ferrées par la plupart des ingénieurs.

Le tablier des poutres articulées se compose, d'une manière générale, que le pont donne passage à une route ou à un chemin

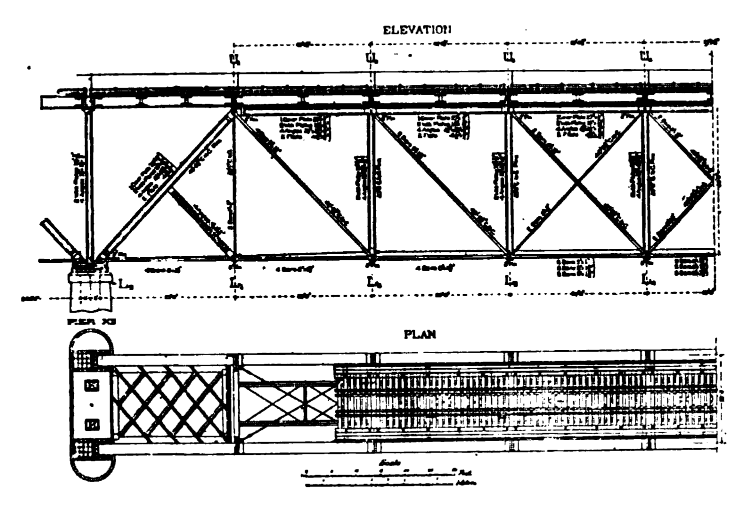


Fig. 240-241. — Dessins d'une demi-travée d'accès du pont de Cairo (Portée de 75m,95).

de fer, de hautes *pièces de pont (floor-beams),* portées par chaque nœud des fermes, entre lesquelles courent les *longerons (stringers),* sur lesquels reposent, suivant les cas, les madriers ou la tôle emboutie de la chaussée, ou les traverses de la voie. Le genre de tablier qui existait (et qu'on a d'ailleurs dû supprimer) au pont de Saint-Louis (fig. 242), dans lequel les rails étaient fixés sur des longrines contenues dans des longerons en augets, ne se rencontre pas sur d'autres ouvrages américains. Dans les ponts anciens, les pièces de pont reposaient sur la semelle supérieure, ou étaient suspendues aux chevilles de la semelle inférieure. Mais, depuis quelques années, l'usage s'est répandu, pour les ponts à voie inférieure ou intermédiaire, de fixer les pièces de ponts aux

montants verticaux, quand il en existe. Cette disposition semble

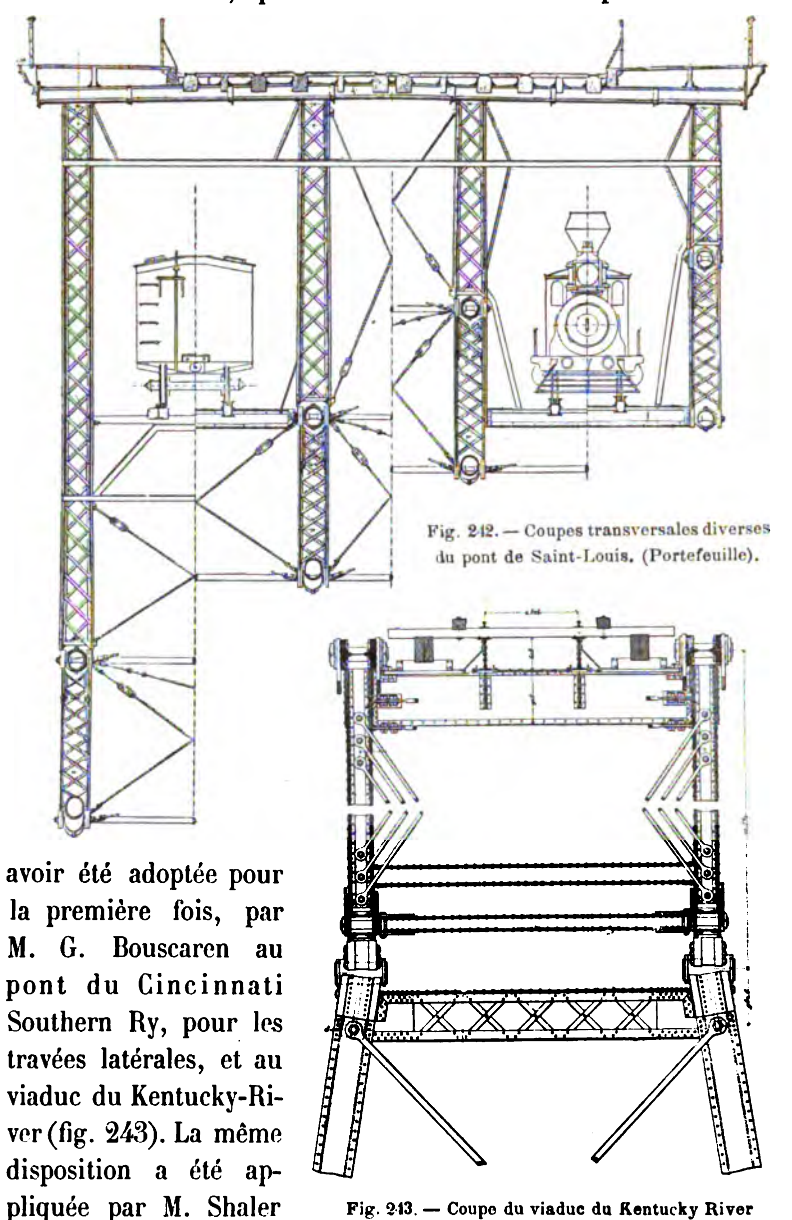


Fig. 242. — Coupes transversales diverses du pont de Saint-Louis. (Portefeuille).

Fig. 243. — Coupe du viaduc du Kentucky River (Portefeuille).

avoir été adoptée pour la première fois, par M. G. Bouscaren au pont du Cincinnati Southern Ry, pour les travées latérales, et au viaduc du Kentucky-River (fig. 243). La même disposition a été appliquée par M. Shaler Smith, aux poutres à voie supérieure du pont de Lachine, dans le but d'utiliser les

semelles du pont comme garde-corps,. en cas de déraillement. Mais les semelles comprimées des ponts américains, dont les segments travaillent, dans l'intervalle de deux nœuds consécutifs du réseau, comme des colonnes chargées par leurs abouts, ne sont généralement pas construites, ni surtout *assemblées,* de manière à résister au choc d'un train déraillé. Aussi cet exemple n'a-t-il guère été imité. Les tabliers supérieurs s'établissent donc généralement sur le sommet des fermes, dans les poutres indépendantes. Dans les ponts cantilevers, où la semelle supérieure se compose de barres à œils, on fixe quelquefois les pièces de pont sur le sommet des poteaux. C'est notamment la solution obligée lorsque les montants sont obliques, comme au pont de Poughkeepsie.

La suspension du tablier, combinée avec l'usage de dispositifs égaliseurs dont nous verrons plus loin le détail, permet d'en transmettre la charge aux chevilles suivant une force située rigoureusement dans le plan des fermes et n'introduisant, par conséquent, dans les membres de celles-ci, que des efforts linéaires. Il présente d'ailleurs l'avantage, dans les ponts tournants ou cantilevers, de permettre un échauffement plus égal des semelles inférieures par les rayons solaires et de réduire, par conséquent, les fluctuations diurnes qui en résultent. En revanche, on adresse aux tabliers suspendus des reproches de diverses natures : les premiers ont pour base des dispositions vicieuses, comme l'emploi de suspenseurs boulonnés, que l'on peut éviter; les autres visent le manque de rigidité des tabliers suspendus, pour résister aux efforts transversaux du vent ou, en général, aux *impulsions*, quelles qu'elles soient. La suspension des pièces de pont n'est plus guère admise, pour ce motif, dans les ponts de chemin de fer tout au moins, que pour les nœuds intermédiaires des poutres complexes, où elle nécessite, d'ailleurs, un haubannage spécial.

La méthode qui consiste à fixer aux montants les pièces de pont, n'est toutefois pas, elle-même, à l'abri de toute critique : la flèche que prennent ces poutres au passage des charges impose aux montants une flexion, que l'on ne pourrait admettre si elle était importante, et dont il y a, en tout cas, lieu de tenir compte dans les calculs; l'attache excentrique des pièces de pont aux poteaux

peut entraîner une répartition inégale de la charge dans la section de ceux-ci et des efforts de tension critiquables dans les rivures. Le rôle que les pièces de pont jouent dans le contreventement, impose d'ailleurs certaines précautions, si l'on veut éviter qu'il n'en résulte un nouvel effort de flexion dans les montants. Mais une construction soignée permet de s'affranchir de la majeure partie de ces inconvénients, et le rivetage des pièces de pont aux membres du réseau a l'avantage de donner une grande raideur aux *cadres transversaux (bents)* formés par ces membres et par leur contreventement transversal. Néanmoins, la transmission plus rationnelle des charges aux fermes dans les tabliers suspendus excite encore les regrets de certains ingénieurs et l'Edgemoor Bridge Co. a trouvé une solution ingénieuse pour concilier la rigidité du tablier avec les avantages de la suspension : cette solution, qu'elle a appliquée aux grands ponts de Wheeling et de Ceredo, consiste à river les pièces de pont à des suspenseurs en tôle, placés dans le plan des fermes et articulés, à leurs deux extrémités, avec les deux *cordes* de la *semelle inférieure*, dédoublée à cet effet (Voir l'Atlas). Cette disposition permet de raccourcir légèrement les chevilles, qui atteignent une longueur considérable dans la semelle étendue des ponts de grande portée; mais cet avantage est très limité, car la section que l'on peut donner à la corde inférieure, pour décharger la corde supérieure, n'est forcément qu'une fraction (la moitié dans les ponts considérés) de la section totale de la semelle inférieure dans chaque panneau voisin des extrémités. Le système prête d'ailleurs à une critique plus sérieuse : c'est que toute flèche ou toute cambrure de la poutre entraîne une fatigue inégale des barres des deux cordes, inconvénient beaucoup plus grave d'ailleurs dans le cas d'une flèche que dans celui d'une cambrure. Ce n'est donc que pour de très grandes travées, où la cambrure des fermes léges peut être réduite à peu de chose, en raison de la prédominance du poids mort, et à la condition que la cambrure disparaisse *complètement* sous la surcharge, que ce système peut être appliqué rationnellement. Mais il entraîne une complication du montage, qui, en dehors de toute question de brevet, semble devoir toujours en limiter l'emploi.

Les longerons reposent sur les pièces de pont, ou, plus généralement sont fixés à l'âme de ces pièces. Mais ils ne doivent en aucun cas, sauf dans les ponts à tablier *librement suspendu*, former, suivant une pratique vicieuse assez répandue, une ligne rigide, continue d'une culée à l'autre et susceptible, par suite, de participer aux efforts développés dans les semelles. Il résulte, en effet, de la transmission de tels efforts par les pièces de pont, une flexion horizontale de ces pièces, très sensible dans les ponts de grande portée, et, par suite, une torsion des montants, qui altère l'égalité de travail dans la section de la semelle voisine. Dans les ouvrages de construction très soignée, chaque longeron est fixé à une de ses extrémités et librement supporté à l'autre (voir l'Atlas). On étend souvent à quelques longueurs de panneaux la connexion fixe des longerons, mais on peut craindre que le léger gain de rigidité qui en résulte pour le tablier ne soit plus que compensé par le travail supplémentaire et l'affaiblissement subséquent des rivures des pièces de pont.

Certains ingénieurs reprochent au tablier des ponts américains sa composition mixte, en bois et en métal, sa légèreté, sa déformabilité et son insuffisante résistance en cas de déraillement. Nous verrons plus loin que l'adjonction de longerons auxiliaires (fig. 249), tels qu'il en existe, par exemple, au pont de Lachine, et la liaison intime du tablier métallique avec une plate-forme en bois de structure solide, permettent au tablier du type courant de supporter sans peine un train déraillé et de résister à *l'entraînement (bunching)* des traverses par un bogie décentré ou un essieu brisé, qui est le principal danger à craindre en pareil cas.

La Compagnie du New-York Central and Hudson River Rail-Road, qui s'est depuis longtemps signalée par l'excellence de sa voie et par le soin jaloux qu'elle met à en écarter tout point faible, emploie pour les poutres rivées, qu'elle utilise presque exclusivement, un type de tablier absolument différent, dû à ses ingénieurs, MM. G.-H. Thomson et Walter Katte, le *tablier massif (solid)*. Dans ce système, qui a été introduit, pour la première fois, en Amérique, par M. G. Morison, aux ponts d'Omaha et de la Willamette, il n'y a ni pièces de pont, ni longerons, mais une plate-forme

continue en tôle, à profondes ondulations transversales ou *augets (troughs)*, qui se fixe sur la semelle supérieure ou sous la semelle inférieure des poutres (fig. 244-248). Les traverses se logent dans les augets et la voie est ballastée ou même bétonnée. Dans un grand pont tournant *articulé*, construit en 1894 sur le Harlem River par la même Compagnie (N. Y. C. & H. R. R. R.), les traverses doivent même être supprimées et les rails fixés directement sur es ondulations de la tôle. Quoi qu'il en soit, le *tablier à augets*

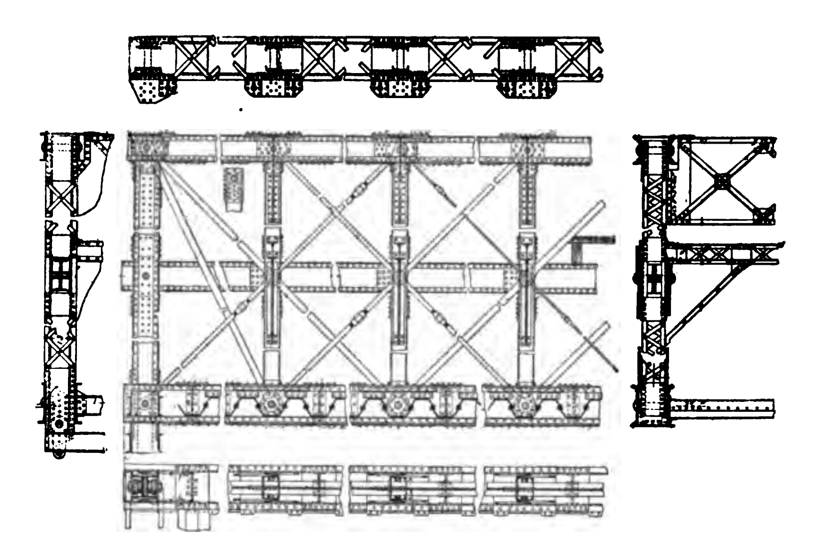


Fig. 244-248. — Détails du pont-tournant sur la Willamette (Rail Road Gazette).

(trough-floor), ainsi construit, ne peut s'assembler directement avec une semelle étendue composée de barres à œil, et il serait d'ailleurs absolument contraire au principe d'une bonne construction articulée de le poser sur la semelle comprimée. C'est ce qui explique qu'il n'ait reçu d'applications, en construction articulée, que pour le tablier inférieur de ponts tournants[1], malgré les grands avantages qu'il présente sous le rapport de la rigidité et

1. — Au passage des charges, le pont tournant est fermé; la semelle inférieure travaille alors à *la tension*, ce qui rend moins grave la production de moments fléchissants dans cette semelle.

du peu de hauteur qu'il demande. Mais, malgré son prix élevé, il est devenu à peu près *réglementaire (standard)* pour les ponts rivés.

Il existe différents types d'augets et l'on a même allié, dans certains ouvrages, des pièces de pont ou des longerons avec une plate-forme à augets, supportant une voie sur traverses, ballastée ou bétonnée. Ce système, qui s'adapterait bien aux ponts articulés, ne leur a cependant pas été appliqué, jusqu'à ce jour.

Contreventement. — Les poutres américaines sont toujours *tubulaires*, c'est-à-dire qu'elles ont toujours les trois contreventements, *supérieur*, *inférieur* et *transversal (upper, lower* et *transverse bracing)*. Les

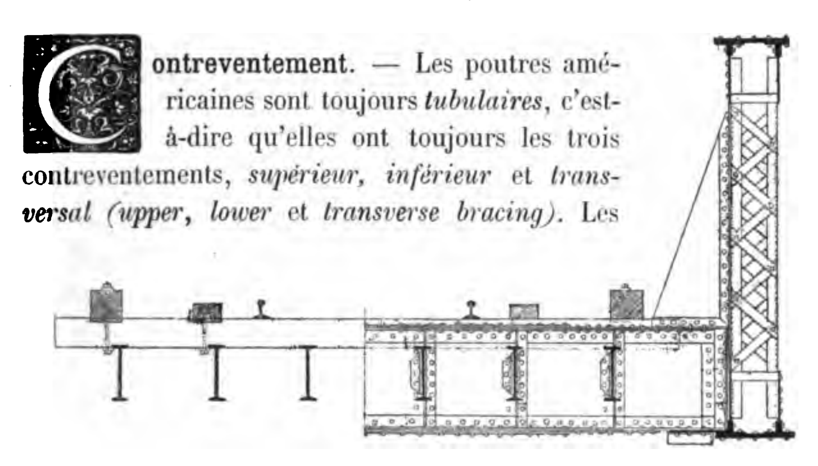


Fig. 249. — Pont de Sainte-Anne ($31^{m},82$) (Canadian Pacific Ry).
Demi-coupes du tablier et des poutres.

contreventements supérieur et inférieur sont formés de poutres américaines horizontales, ayant respectivement pour semelles les semelles supérieures et les semelles inférieures des fermes verticales. Le contreventement transversal réunit les membres correspondants des deux fermes. La forme tubulaire est très favorable à la stabilité et à la raideur des poutres : elle est absolument nécessaire aux constructions articulées, aucun membre n'y étant généralement proportionné, ni aucun assemblage établi, de manière à pouvoir résister par soi-même au renversement des fermes, sous une pression latérale. Dans les *poutres bâtardes* seules on s'efforçait de suppléer à l'insuffisance du contreventement à l'aide de goussets et de tirants prenant appui sur le tablier, pour maintenir les fermes; mais ce type n'est plus guère admis, en principe, sur les chemins de fer, que pour les ponts rivés (fig. 249).

Les contreventements supérieur et inférieur, quand ils sont articulés, sont constitués par des poutres Pratt horizontales, qui ont mêmes semelles et mêmes nœuds que les fermes, et dont les montants sont constitués soit par les pièces de pont, soit par des *entretoises (struts)* spéciales, et les tirants par des barres à œils ou des tringles ajustables.

Dans les ponts récents, l'un ou l'autre de ces contreventements, ou même l'un et l'autre sont rivés; ils affectent généralement alors la forme de poutres triangulaires simples ou doubles (fig. 223).

Dans les poutres à voie *intérieure,* le cadre transversal incliné que forment les montants extrêmes et par lequel les semelles comprimées reposent sur les appuis, ne peut recevoir un contreventement que dans sa partie supérieure, par suite de la nécessité de laisser, sur toute la largeur du pont, une certaine hauteur libre pour le passage. On ne peut empêcher, pour ce motif, que les montants extrêmes ne travaillent à la flexion, sur toute la hauteur où l'on ne peut les entretoiser. C'est la seule partie des fermes américaines où se produisent *forcément* des moments fléchissants importants, mais

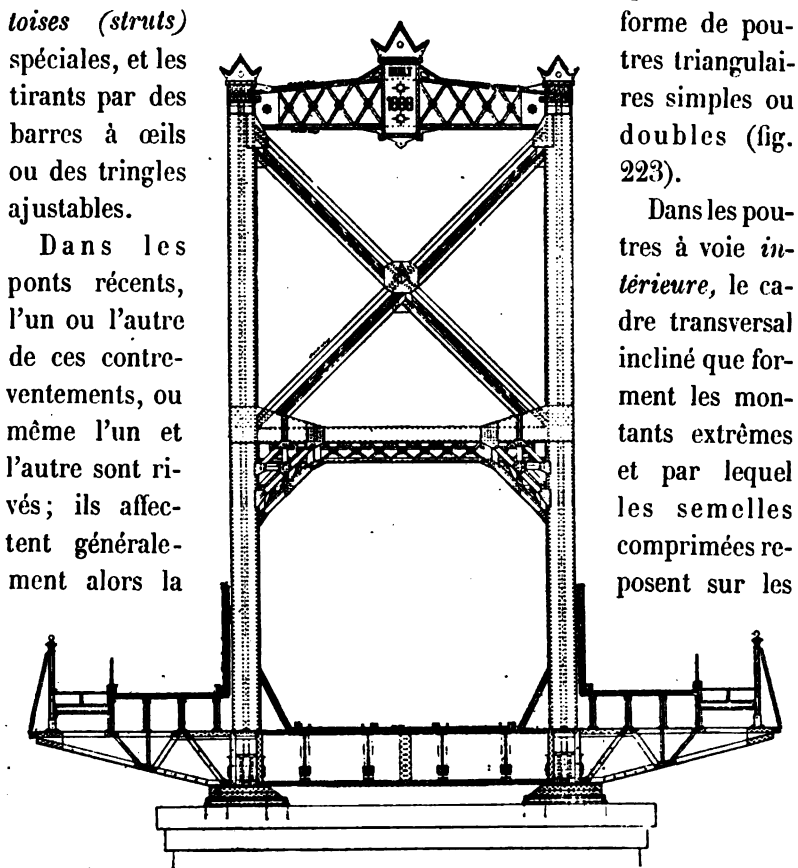


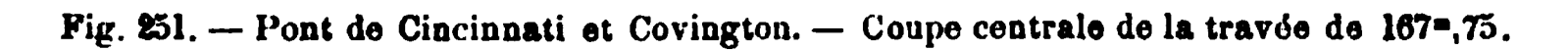
Fig. 250. — Pont de Cincinnati et Covington. — Portail extrême de la travée de 167^m,75.

seulement, d'ailleurs, sous l'influence du vent[1]. Pour y porter remède, on donne à ces cadres une rigidité toute spéciale, en augmentant comme il convient la section des montants et en les reliant par un *portail (portal)* de construction très robuste, généralement entièrement rivé (fig. 250 et 252).

La même remarque s'applique, dans les ponts tournants ou cantilevers à voie inférieure, aux cadres situés à l'aplomb des piles intermédiaires.

Le contreventement transversal, qui a pour but d'empêcher les fermes de *chanceler*, comme l'indique son nom *(sway-bracing)*, ou de *vibrer*, comme l'exprime la désignation donnée aux tirants qui en font partie *(vibration rods)*, s'établit dans les cadres transversaux, principalement entre les *membres de compression* des deux fermes. Il se compose d'un certain nombre, variable suivant la hauteur des fermes, d'entretoises horizontales, raidies par des tirants ajustables disposés suivant les diagonales des rectangles qu'elles

Fig. 251. — Pont de Cincinnati et Covington. — Coupe centrale de la travée de 167m,75.



1. — Dans les ponts à simple voie tout au moins.

forment avec les montants. Ce contreventement qui, dans les ponts à voie supérieure, embrasse toute la hauteur des poutres, ne peut s'établir, dans les ponts à voie intérieure, qu'au-dessus de l'*entretoise-portail (portal-strut)* qui joint les membres opposés au niveau des portails extrêmes (fig. 251). Le contreventement transversal articulé est généralement remplacé, dans les ponts actuels, là où la forme des membres s'y prête, par un treillis rivé de cornières s'étendant sur toute la hauteur disponible (fig. 252).

L'utilisation des semelles des fermes verticales comme semelles des poutres de contreventement impose aux constructions articulées un certain nombre de conditions nouvelles, dont nous avons noté, accessoirement, quelques-unes au passage, et qui conduisent à modifier certaines parties du dessin des fermes, établi jusqu'ici en ayant égard à la seule considération des charges verticales.

La première condition qui s'impose, pour les poutres de contreventement comme pour les fermes verticales, est la concurrence rigoureuse, en un même point, des axes des divers membres; or, comme les nœuds sont communs aux unes et aux autres, il en résulte que, dans une poutre articulée, les axes de tous les membres, sans exception, doivent concourir *géométriquement* aux sommets des polygones qui constituent le *squelette* des fermes. Cette condition, relativement facile à réaliser pour les membres des fermes, l'est beaucoup moins pour ceux du contreventement, qui ne peuvent souvent s'assembler avec les fermes qu'à une certaine distance des nœuds de celles-ci. Aussi, dans beaucoup de ponts, et d'une manière générale dans la plupart des ouvrages dont la construction remonte à plus de dix ans, rencontre-t-on une foule de dispositions qui, pour simples et ingénieuses qu'elles puissent paraître, n'en sont pas moins absolument vicieuses, car elles exposent les membres à des flexions ou à des torsions susceptibles de modifier la nature et la répartition des efforts calculés, et d'en créer d'inconnus pouvant atteindre une valeur dangereuse. Parmi les dispositions à éviter, nous signalerons :

1° Le mode (le plus usité jusqu'à ces dernières années) d'attache des contreventements articulés, qui consiste à en fixer les

organes à l'extrémité des chevilles des fermes; — de là résulte l'application en ce point de forces non compensées, tendant à altérer la perpendicularité de la cheville sur le plan des fermes, et par suite à troubler complètement la répartition des efforts dans les différentes parties de chacun des membres qu'elle réunit (fig. 253-254);

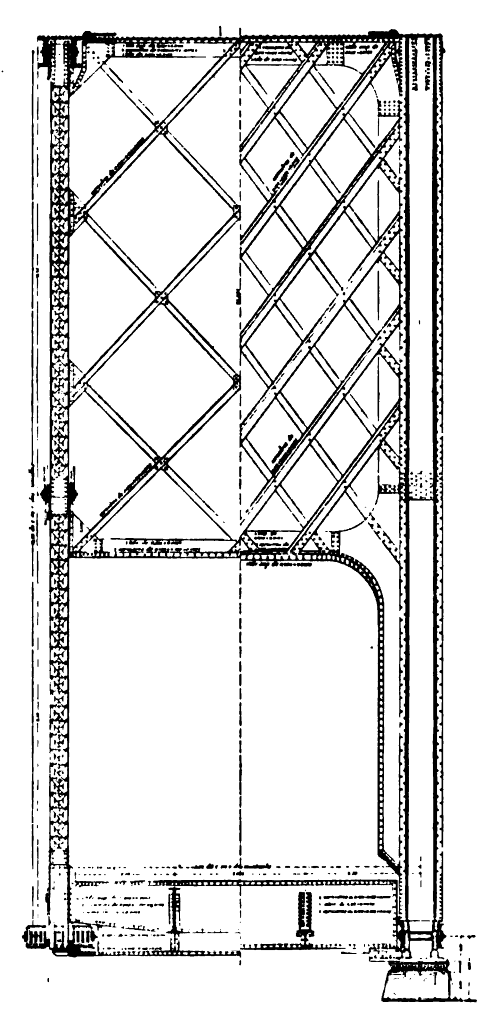


Fig. 252. — Pont de Cairo. — Portails d'une travée de 158m,14. — Demi-coupe et demi-élévation extrême.

2° Dans les contreventements supérieur ou inférieur, lorsqu'ils utilisent les pièces de pont : le placement, dans des plans horizontaux différents, des axes des semelles, des pièces de pont et des tirants du contreventement, — d'où résultent des flexions et des torsions dans les membres des fermes, comme les montants, qui se trouvent intéressés à tort dans la transmission des efforts dus au vent (fig. 255);

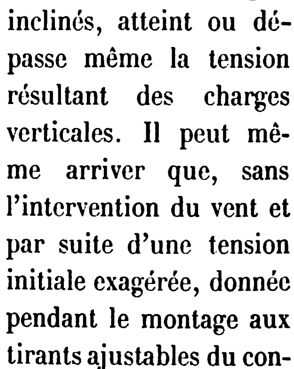
3° Dans le contreventement transversal : l'attache souvent usitée des tirants aux montants à une distance plus ou moins grande des nœuds des fermes, qui expose ces montants à une flexion dangereuse, principalement dans les ponts à double voie, où le contreventement transversal doit trans-

mettre à la ferme lège une partie du poids supporté par la ferme chargée (fig. 256-257).

Les ingénieurs américains ont reconnu le danger de semblables dispositions, et les bannissent généralement maintenant de leurs ouvrages soignés.

Mais, alors même que l'adjonction du contreventement n'introduit dans les membres des fermes que des efforts *linéaires*, ces efforts modifient d'une manière sensible la répartition résultant de la seule influence des forces verticales.

Considérons d'abord une poutre horizontale de contreventement : sous l'action du vent, la semelle *sous le vent (leeward)* se tend, tandis que celle située *dans le vent (windward)* subit un effort de compression. Or, il arrive que les pressions par mètre carré dont on admet la possibilité donnent, dans une poutre libre ordinaire, pour les éléments de la semelle inférieure situés au voisinage des culées, un effort de compression qui, lorsque les montants extrêmes sont peu inclinés, atteint ou dépasse même la tension résultant des charges verticales. Il peut même arriver que, sans l'intervention du vent et par suite d'une tension initiale exagérée, donnée pendant le montage aux tirants ajustables du contreventement, les barres de ce contreventement se substituent au premier élément de la semelle étendue pour transmettre aux appuis les efforts de cette semelle. M. Bouscaren nous a cité le



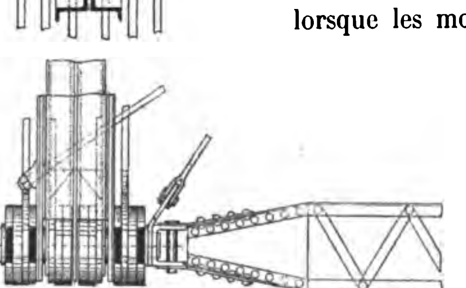


Fig. 253-254. — Contreventement attaché à l'extrémité des chevilles.

cas, observé par lui, d'une travée de 45^{m},75 (150′), construite en 1882 pour le New-Orléans and North Eastern Ry, dans l'État de Mississipi, où le serrage excessif des tirants extrêmes A E, B F (fig. 258), avait non seulement annulé la tension dans les barres des panneaux extrêmes de la semelle A G, B H, mais les avait même *courbées*. Il est évident que, dans ces conditions, la partie E F de la semelle opposée subissait un surcroît de fatigue et que, d'autre part, un choc relativement léger, appliqué accidentellement au poteau incliné de la ferme aboutissant en A, aurait pu déterminer le déplacement du chariot, mobile sur rouleaux, qui lui servait de support, et le pousser hors de la pile. Pour ces divers motifs, et pour permettre au montant extrême de mieux résister aux chocs, en cas de déraillement, on est amené à donner à la semelle étendue, au voisinage des appuis, la forme d'un *membre de compression (compression member)*. Cette modification n'existe pas toujours dans les ponts de très grande portée, lorsque les montants

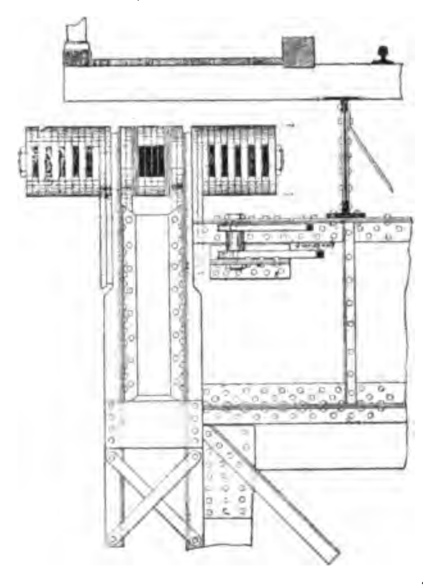


Fig. 255. — Contreventement non placé dans le Plan des Semelles.

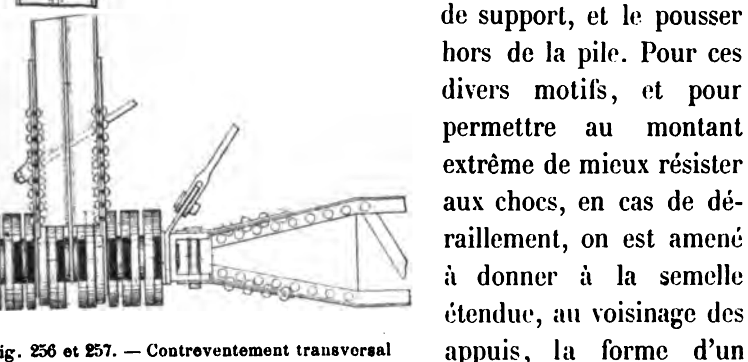




Fig. 256 et 257. — Contreventement transversal attaché aux Montants.

extrêmes ont une inclinaison très prononcée, qui augmente les tensions des parties extrêmes de la semelle et qui la rend, par suite, moins utile; mais elle occupe, dans la plupart des ponts, une longueur de deux panneaux et il y aurait, en général, intérêt à l'étendre davantage, dans les travées de petites dimensions. On complète d'ailleurs la consolidation du montant extrême en le soutenant, en son milieu, à l'aide d'une entretoise prenant appui sur un nœud voisin (fig. 259-260).

Indépendamment des efforts *directs* développés dans les semelles par la pression du vent, la ferme sous le vent subit, en outre, un excès de fatigue dû au rapprochement du point où la résultante des forces appliquées au train, — pesanteur et vent, — rencontre le plan du sommet des rails. La presque totalité de la résultante du poids du train et de la pression du vent sur sa surface peut, par

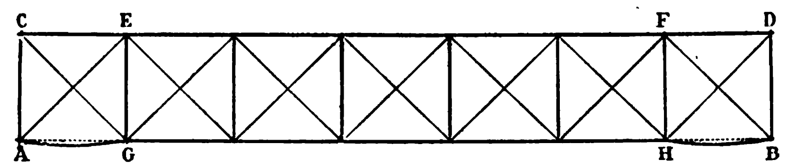


Fig. 258. — Effets d'un Serrage exagéré du Contreventement.

un vent violent, se porter sur un seul rail, condition d'où résulte un accroissement important du travail de la ferme voisine. La pression cause, en outre, une flexion horizontale des semelles. Or, il n'est pas possible de remédier à cet inconvénient comme on l'a fait, par la cambrure, pour les flèches verticales.

Cette flexion *inévitable* se limite d'elle-même dans le plan des semelles étendues, par suite de la tension de ces semelles; mais il n'en est pas de même pour les semelles comprimées; et c'est pour cela qu'il convient de ne pas aggraver les conditions dans lesquelles elles travaillent, en leur donnant, comme cela à lieu dans les ponts à tablier supérieur, à supporter la totalité de l'effort du vent sur la surface du train.

Le rivetage, bout à bout, des éléments successifs de la semelle *comprimée* est une condition excellente, au point de vue de la résistance latérale de cette semelle; mais la rigidité doit en être complétée par l'emploi d'un contreventement rivé : cette précau-

tion semble au moins indispensable dans le cas de poutres à semelles courbes articulées. Les ingénieurs américains admettent volontiers, d'ailleurs, que la semelle voisine du tablier, qui est généralement la semelle *étendue,* doit avoir un contreventement rigide, en raison des efforts plus grands que lui impose le vent.

Il en résulte, en somme, que, si l'application simultanée de la rivure aux trois contreventements n'est pas encore aussi répandue

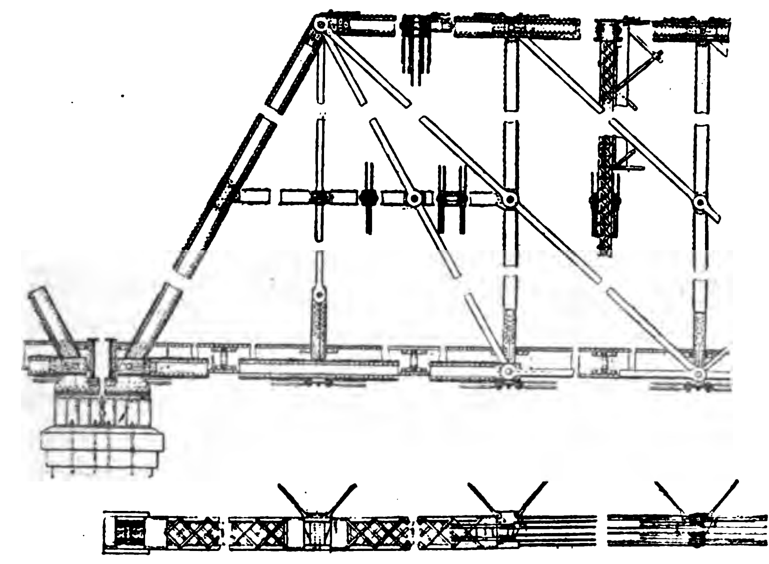


Fig. 259 et 260. — Modifications apportées aux premiers Panneaux d'une Poutre Linville de 75m,11 (Pont d'Omaha).

que nous le prévoyions en 1889, dans une note sur la construction des ponts métalliques en Amérique (*Annales des ponts et chaussées,* T. XVII, page 466), la plupart des ingénieurs la considèrent néanmoins comme une amélioration très importante des ponts articulés[1], que des considérations relatives aux circonstances

1. — Dans son rapport sur le pont de Memphis, M. G. Morison s'exprime ainsi : « Le contreventement latéral est ajustable; c'est la seule partie ajustable de la construction. *Il eût été préférable de le faire rigide,* mais le plan en fut adopté conformément à la pratique suivie jusqu'alors par l'Ingénieur en Chef du pont, et parce que cet Ingénieur n'était satisfait par les détails d'aucun des assemblages qu'il avait étudiés, lors de la préparation des projets, pour les attaches d'un contreventement rigide. » M. Morison a depuis, pour d'autres ouvrages, adopté un contreventement entièrement rigide.

locales, à l'économie ou à la simplicité du montage les empêchent seules encore d'adopter d'une manière générale : Néanmoins, un certain nombre de très grands ponts construits en 1893-94, comme les ponts de Bellefontaine, d'Omaha, etc..., ont leurs *trois contreventements rivés* (fig. 267 et 284-291).



outres rivées. — Si les systèmes articulés sont à peu près seuls usités en Amérique pour les ponts de quelque importance, les poutres rivées sont, en revanche, de plus en plus employées pour les ponts de petite portée, où elles s'allient, maintenant, d'une manière générale, avec un tablier à augets.

Jusqu'à 30 mètres de portée, la poutre pleine est la plus usitée, et les ponts de ce genre, construits en Amérique, diffèrent peu des ouvrages européens similaires. Les poutres y ont seulement une plus grande hauteur, par rapport à la portée, et l'âme en est toujours armée de *raidisseurs (stiffeners)* qui l'empêchent de flamber.

Même au delà de 30 mètres, c'est aux poutres pleines que l'on donne la préférence pour les ponts à voie supérieure, toutes les fois qu'il est possible de les transporter toutes montées de l'atelier au lieu d'emploi. Dans le cas contraire, et pour les ponts à voie inférieure, les poutres en treillis rivés sont seules usitées. Le système triangulaire quadruple est le plus répandu dans les ponts d'une certaine ouverture. Le système double et complexe est aussi fréquemment employé. Il est à remarquer, au contraire, que les poutres Pratt et Linville, rivées, dont les Allemands et les Hollandais font si grand usage, ne sont pas usitées en Amérique; l'application du système Pettit à quelques ponts rivés du N. Y. C. & H. R. R. R. est même une exception.

Les poutres rivées sont encore d'un usage courant jusque vers 45 mètres (150') pour les ponts à simple voie, et $37^{m},50$ (125') pour les ponts à double voie[1]. Au delà de ces portées, les organes des ponts articulés acquièrent une masse suffisante, et les

1. — Ce sont les limites auxquelles M. J. A. L. Waddell propose de s'arrêter.

seules compagnies qui aient encore recours aux ponts rivés sont celles qui en font un usage exclusif.

Les grands ponts rivés sont rares; à part le pont Victoria, pont tubulaire construit à Montréal, sur le Saint-Laurent, par Stephenson, on ne peut guère citer que quelques ouvrages ayant des travées rivées de 50 à 70 mètres, comme les ponts de Troy, sur l'Hudson, ou de Coteau, sur le Saint-Laurent[1].

Le New-York central and Hudson River Railroad, le champion le plus décidé de la rivure en Amérique, construit même dans le système articulé son nouveau pont tournant à quatre voies, de 122^{m},00 de portée, sur le Harlem River.

On peut se demander toutefois, en raison du volume et du poids considérable qu'atteignent les organes des ponts articulés de grande ouverture, si les applications de ce système de construction ne se trouvent pas forcément enserrées entre la limite inférieure de portée, encore mal définie, que nous avons signalée, et une limite supérieure, qui n'a pas encore été atteinte, il est vrai, mais dont un avenir prochain pourrait révéler l'existence. On a soutenu, notamment, qu'un ouvrage de l'importance du pont du Forth n'aurait pas pu être construit dans le système articulé. Tel n'est pas l'avis des ingénieurs américains : car l'Union Bridge Co. a projeté de construire, sur l'Hudson, à New-York, un pont cantilever articulé encore plus gigantesque : cet ouvrage comprendrait deux travées de 277^{m},55 et une de 701^{m},50.


outres Types. — Nous avons réuni, dans une planche de l'Atlas, les diagrammes des principaux types de poutres. A part la fig. 1, représentant la poutre Howe, qui ne s'emploie qu'en construction mixte, les types choisis ont pour but de montrer la manière dont les différentes fermes peuvent s'appliquer à une même portée, avec une même hauteur et une même longueur de panneau pour les fermes primaires.

Les membres comprimés, formés de la réunion de fers profilés, sont représentés par des traits forts; les pièces étendues, composées

1. — Ce pont comprend même une travée tournante de 108^{m},28.

de barres à œils, par des traits fins. Les membres accessoires sont figurés de même, mais par des traits interrompus.

Ces diagrammes ne représentent pas des ponts existants; ils sont purement schématiques, et n'ont d'autre but que de mettre en évidence le rôle des différents membres et les principes généraux du dessin des fermes. La ferme représentée par la figure 9, n'a même pas été employée : le pont de Louisville (fig. 78) et le viaduc de Saint-Paul (voir l'Atlas), dont nous donnons ailleurs les dessins, sont des applications différentes de la poutre triangulaire doublement complexe. La fig. 10, montre le dessin-type appliqué

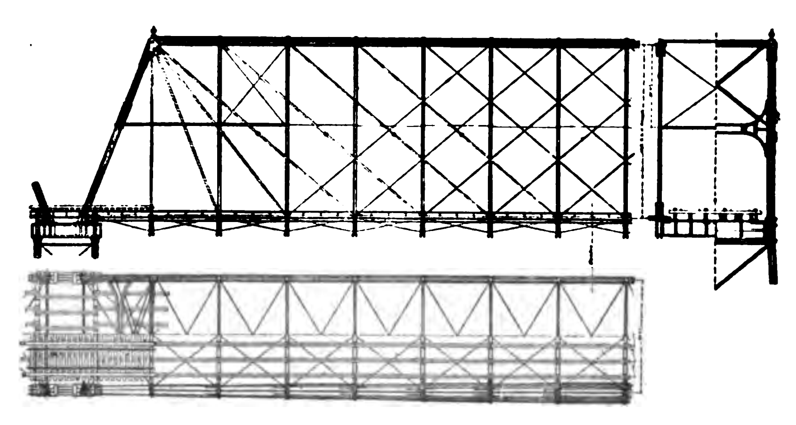
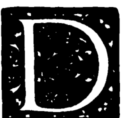


Fig. 261 à 263. — Travée Linville triple de 80^m,52 du viaduc de Rondout (Phœnix Bridge Co.)

aux consoles du pont de Poughkeepsie; la figure 12, le treillis le plus usité pour les grandes poutres rivées; la fig. 11, le système triangulaire double et complexe, le seul système multiple encore apprécié en construction articulée, et qui est assez employé, également, en construction rivée.

II. — ASSEMBLAGES



Divers Modes d'Assemblage. — Le mode d'assemblage des diverses parties d'une charpente métallique exerce, sans aucun doute, une influence capitale sur la nature des efforts qui peuvent s'y développer, sur le partage de ces efforts entre les membres concourants et sur la répartition même

du travail dans la section des divers éléments qui composent chaque membre.

Aussi les organes d'assemblage sont-ils, de la part des constructeurs américains, l'objet de soins tout particuliers et de constants perfectionnements.

Tandis que dans nos ponts la rivure est à peu près seule employée pour en relier les diverses parties, les ingénieurs américains ont recours à trois modes d'assemblages différents, spécialement



Fig. 261. — Pont de Chaudière (Phœnix Bridge Co.)

appropriés au rôle que les pièces ont à jouer, ou à la nature de l'effort qu'il s'agit de transmettre.

En général, la cheville s'emploie d'une manière presque exclusive pour réunir entre eux les divers membres des charpentes de quelque importance.

Le boulon a longtemps été usité, à l'exclusion de tout autre procédé, pour produire un serrage ou résister aux efforts de traction ou d'arrachement, mais on tend, maintenant, à en proscrire généralement l'emploi, en raison de la difficulté que l'on éprouve à empêcher le desserrage et même la chute des écrous.

Le rivet ne s'emploie guère que pour s'opposer au glissement

des tôles l'une sur l'autre; en principe, on ne le fait travailler qu'au cisaillement.

Ces règles ne sont évidemment pas absolues, en ce sens qu'il existe, en Amérique, des poutres rivées, différant peu des nôtres, et que l'on y trouve, d'autre part, des ponts articulés construits à très bas prix, dans les conditions les plus déplorables, par la spéculation financière ou politique, et qui sont de tristes exemples des fruits que peuvent porter l'ignorance, la témérité et la cupidité



Fig. 265. — Pont à double Voie en Fers Phœnix.

criminelles des particuliers ou de certaines administrations publiques, sous un régime de liberté sans contrôle.

Mais c'est évidemment dans les ouvrages soignés, comme ceux établis par les grandes compagnies, sur les dessins d'ingénieurs capables, qu'il faut chercher des termes de comparaison, si l'on veut mettre utilement en parallèle la construction européenne avec la construction américaine, la rivure avec l'articulation. C'est ce qu'ont souvent oublié les adversaires de l'un ou de l'autre système, en confondant dans leurs critiques, avec plus ou moins de bonne foi, le résultat de malfaçons qu'il est facile d'éviter, avec les défauts inhérents aux systèmes qu'ils attaquaient.

L'articulation est, ainsi que nous l'avons dit, le seul mode

d'assemblage usité pour les membres essentiels des fermes de grandes portées. Dans les débuts de la construction métallique, ou alors que certaines compagnies comme la Phœnix Bridge Co. et la Keystone Bridge Co. n'employaient que des fers de forme spéciale se prêtant difficilement à l'assemblage, on avait souvent recours, pour relier les montants aux semelles, soit à des manchons dans lesquels les divers éléments concourants s'emboîtaient, soit à des patins auxquels on les fixait à l'aide de rivets (fig. 261-266). Cette pratique est aujourd'hui complètement aban-

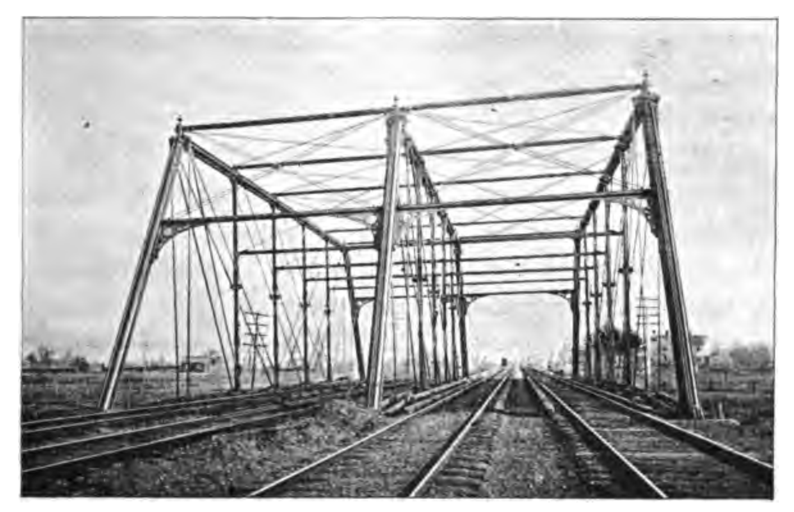
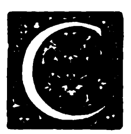


Fig. 266. — Pont à quadruple voie, en fers Phœnix.

donnée. Tous les cahiers de charges sont unanimes pour prescrire que *toutes* les *connexions* doivent être *articulées (thoroughly pin connected*[1]*)*.



Comparaison de la Rivure et de l'Articulation. — Nous comparerons d'abord, *d'une manière générale*, dans les fermes, la rivure à l'articulation aux quatre points de vue principaux :

1. — La Phœnix Bridge Co. est la seule qui persiste à employer les manchons en fonte, mais seulement, d'ailleurs, pour les ponts à bon marché qu'elle fabrique, en grandes quantités, avec les fers tubulaires dont elle a le brevet, et parce que ces fers ne se prêtent pas à un autre mode d'assemblage.

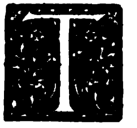
1° De la transmission et de la répartition des efforts;

2° De la solidité des assemblages et des garanties qu'ils présentent;

3° De la facilité du montage;

4° De l'économie.

Nous examinerons ensuite le cas particulier des faibles portées; nous signalerons les points délicats de la construction articulée, les avantages des contreventements rigides, et nous nous efforcerons de déduire, de l'expérience des ingénieurs américains, une conclusion générale sur les mérites relatifs des méthodes comparées et sur les limites rationnelles de leurs applications respectives.



Transmission et Répartition des Efforts. — Au point de vue théorique, si l'on fait abstraction du frottement des pièces sur les chevilles, frottement dont la valeur est en général absolument négligeable dans les constructions bien entretenues, l'articulation, en permettant la libre rotation des pièces assemblées autour de l'axe du pivot, assure le partage géométrique des efforts; et une épure simple de statique graphique permet, dans les cas les plus compliqués, de se rendre compte de la distribution de ceux-ci. Les seuls efforts qui puissent se produire, en négligeant les moments fléchissants dus au poids propre des organes, à leur frottement sur les chevilles, ou à la pression du vent sur leur surface, sont des efforts *linéaires*, — tensions ou compressions, — dirigés suivant *les axes* des membres de la charpente; et en n'employant que des membres symétriques par rapport au plan des fermes, percés chacun, comme c'est l'usage, d'œils bien centrés sur leur axe neutre, on obtient une répartition aussi égale que possible du travail dans leur section. Avec l'articulation, il n'y a pas à craindre d'accroissement anormal de fatigue par suite, soit de défauts de pose ou d'inexactitudes dans la longueur de certains membres, soit du passage des charges ou des variations de la température : les membres prennent d'eux-mêmes leur position d'équilibre et les légères déformations qui peuvent en résulter n'altèrent que d'une manière insensible les

efforts calculés pour une charpente parfaite et non déformée (voir p. 144). Nous avons vu, d'ailleurs, comment, à l'aide de la cambrure des fermes, on réalise, en pratique, d'une manière à peu près parfaite, les conditions théoriques de travail prévues par le calcul.

Il entre bien des rivures dans la construction des fermes articulées, principalement dans les organes comprimés, mais elles n'y ont généralement pour objet que de *maintenir* en place les divers éléments qu'elles assemblent, et ne sont, en aucun cas, exposées, par leur rôle, à subir des efforts anormaux, — la déformation élastique des poutres n'entraînant, dans les membres de celles-ci, que des allongements ou des raccourcissements. Ces rivures s'exécutent, d'ailleurs, toujours à la machine, sur un montage provisoire, et presque exclusivement à l'atelier; enfin, elles n'ont jamais à réunir qu'un très petit nombre de fers, présentant une épaisseur totale limitée ; et dans la plupart des constructions récentes, en acier, les trous sont forés, ou, tout au moins, fraisés après poinçonnage : toutes conditions éminemment favorables à l'exécution de bonnes rivures.

La construction rivée, au contraire, ne permet non seulement pas une connaissance exacte du partage des efforts entre les diverses parties des charpentes et de la répartition du travail dans leur section, mais peut même, dans certains cas, modifier plus ou moins profondément cette répartition. Les plus légères inexactitudes dans la longueur des pièces, résultant d'un ordre d'erreurs qu'on ne peut éviter dans le perçage des trous ou la pose des rivets, tendant certaines pièces et relâchant les autres lors de la construction, suffisent, par suite de la rigidité des semelles, qui empêche celles-ci de s'ajuster *à la demande* de chacune des barres du treillis, pour altérer complètement le rôle de ces organes; et les expériences faites sur des ponts rivés, en service[1], ont montré combien la distribution des efforts y est souvent irrégulière et

1. — Des expériences ont été faites par divers ingénieurs avec les appareils de MM. Dupuy et Manet, et depuis, avec d'autres appareils plus perfectionnés par M. Rabut, sur des poutres en treillis ordinaire, et, tout récemment, par M. Guillot, sur des poutres Pratt rivées. Voir aussi une notice de M. Considère (*Ann. des Ponts et Chaussées*, 1887).

combien il existe même peu d'analogie, en général, entre les résultats des calculs et ceux des mesures.

Pourtant ces expériences ne révèlent *forcément* qu'une partie, *la moindre* sans doute, du trouble causé par la rivure, car elles ne donnent aucune indication sur les efforts *initiaux* qui résultent de la *construction* et du *poids mort*. Or il est évident que ce premier travail, *inconnu*, de la déformation élastique, a pour effet de mettre les barres, au prix d'une fatigue qui peut être exagérée pour quelques-unes, dans des conditions plus comparables, au point de vue de leur participation aux efforts *ultérieurs* produits par la surcharge.

Mais, même dans une poutre rivée idéale, de construction parfaite, la production d'une flèche ou la suppression de la surflèche donnée aux poutres, en un mot la déformation élastique, inévitable sous l'action de la pesanteur, altère forcément la répartition des efforts.

Il est facile d'abord de se rendre compte que les efforts dans la poutre déformée sont, par le seul fait de la *raideur* des semelles et du grand excès de leur section sur celle des pièces de l'âme, et *indépendamment même du mode d'assemblage des barres avec les semelles*, sensiblement différents des résultats donnés par les méthodes de calcul qui ont pour point de départ la poutre non déformée.

A cela s'ajoute la rigidité des assemblages, que l'on augmente même souvent à l'aide de goussets, et qui, ne permettant aucun mouvement des pièces autour de leurs points de jonction, entraîne, dans les barres du treillis, la production de moments fléchissants plus ou moins considérables. En raison de l'invariabilité des angles des semelles et des barres, celles-ci doivent tendre à prendre dans le cas le plus simple, par suite des glissements inverses et sensiblement parallèles des semelles, une forme doublement infléchie. Dans un treillis multiple, chaque point de rencontre et d'attache de deux diagonales produit une déformation analogue, accentuée encore parce que la liaison des barres de systèmes différents s'oppose aux déplacements relatifs de ces barres. Les moments fléchissants qui en résultent atteignent leur plus grande

valeur aux points d'encastrement des pièces fléchies, c'est-à-dire au niveau de la première ligne de rivets de chaque assemblage.

Enfin, dans les systèmes de treillis ordinaires, la position excentrique des barres, dissymétriques par rapport au plan de l'âme, est encore une nouvelle cause de flexions.

Ces altérations de forme sont évidemment très petites, mais à une très faible déformation correspond, dans un système rigide, une force qui n'est point négligeable, et l'on est conduit ainsi à reconnaître qu'il doit se produire, dans les poutres en treillis rivé, une foule d'efforts secondaires, dont les calculs qui servent généralement à établir les ponts ne rendent non seulement pas compte, mais dont les appareils de mesure les plus perfectionnés ne permettent même pas toujours de constater l'existence.

M. le professeur Winkler a analysé les effets de ces déformations dans le cas de poutres en treillis double de $27^m,00$ de portée, appartenant à divers types courants, et dans lesquelles les axes des barres dissymétriques ne s'écartaient pas à plus de 5 millimètres du plan des fermes. Il a trouvé qu'en admettant les sommets chargés de deux en deux, les efforts *secondaires* à ajouter aux efforts *primaires* donnés par le calcul, atteignent :

1° dans une poutre en treillis, sans montants verticaux, les diagonales de divers systèmes étant reliées aux points d'intersection: semelles, maximum 113 °/₀ des efforts primaires, moyenne 65 °/₀; barres de treillis, maximum 90 °/₀, moyenne 36 °/₀; moyenne générale 51 °/₀;

2° dans une poutre en treillis, sans montants verticaux, les diagonales n'étant pas reliées entre elles : semelles, maximum 88 °/₀, moyenne 68 °/₀; barres de treillis, maximum 25 °/₀, moyenne 18 °/₀; moyenne générale 45 °/₀;

3° dans une poutre en treillis à montants verticaux et à diagonales indépendantes : semelles, maximum 19 °/₀, moyenne 12 °/₀; barres de treillis, maximum 30 °/₀, moyenne 13 °/₀; moyenne générale 13 °/₀.

Une surcharge uniforme donnait encore, dans le premier cas, des efforts additionnels atteignant en moyenne 12 °/₀ des efforts calculés.

Il n'y a sans doute lieu d'attacher à une semblable analyse, qui considère des poutres *d'exécution parfaite,* que la valeur d'un *renseignement;* mais elle montre du moins que les efforts, qui se produisent réellement dans les poutres rivées diffèrent *nécessairement* des efforts calculés par les méthodes simples en usage.

Il n'y aurait, d'ailleurs, aucun avantage, comme nous allons le voir, à compliquer les calculs en tenant compte de l'effet des liaisons; car si la déformation élastique peut altérer de 113 °/₀ certains efforts, dans une poutre de *construction parfaite,* les *imperfections inévitables,* même dans les constructions les plus soignées, ont une bien plus grande influence, d'autant plus grave, d'ailleurs, qu'elle est inconnue.

Il ne faut pas oublier, en effet, qu'une altération de longueur de 1 millimètre sur une barre de fer ou d'acier de 10 mètres, ou de $\frac{1}{10}$ de millimètre sur une barre de 1 mètre, entraîne la production, dans la barre, d'un effort de 2 kilogrammes par millimètre carré. Une erreur ou une déformation atteignant *un millième* de la longueur d'une pièce de fer, expose donc le métal, indépendamment du travail dû au rôle de la pièce considérée dans la structure, à des efforts atteignant la *limite d'élasticité.* Or, une variation de température de 30°, qui peut facilement se produire pendant la construction d'un grand ouvrage, suffit, à elle seule, pour provoquer une variation de longueur correspondant à un effet de 7k,2 par millimètre. Mais quel est le constructeur qui prend le soin de mesurer à *un millième près,* et *à la même température,* toutes les barres d'une poutre en treillis? Quel est le cahier des charges qui prescrit de semblables précautions, et comment pourraient-elles, d'ailleurs, être *réalisées en pratique,* pour un ouvrage de quelque importance?

Au surplus, une telle minutie serait à peu près illusoire, car il ne s'agit pas, dans les poutres rivées, de pièces où la longueur puisse se mesurer d'une manière parfaitement définie, comme entre les centres des œils d'un membre articulé. Le percement de nombreux trous de rivets, quelque soin que l'on prenne pour en assurer la position à l'aide de gabarits ou d'autres procédés, ne se prête, — et surtout lorsqu'on se sert de la poinçonneuse, —

qu'à peu d'exactitude. — Mais quels sont, d'ailleurs, les points de repère entre lesquels on doit compter la longueur d'un organe de poutre rivée, étant donné le nombre des rivets qui composent un assemblage ?

La longueur des membres et, par conséquent, la manière dont ils remplissent leur rôle théorique sont donc *en fait,* et *sans qu'aucun moyen pratique permette d'y remédier,* variables d'une barre à l'autre.

A ces défauts fondamentaux des constructions *rigides*, se joint la grande incertitude qui plane, en dépit des théories et des hypothèses, sur la manière dont les rivures travaillent : étant donné un effort, transmis d'une pièce à une autre par l'intermédiaire d'une rivure, dans quelles conditions est-il réparti, non seulement dans la section du métal, mais même entre les diverses files de rivets? Dans la plupart des cas, les premiers rivets, et par suite le métal à leur entour, doivent être exposés à des efforts notablement supérieurs à ceux auxquels est soumis le reste de l'assemblage. C'est, *sans aucun doute,* ce qui se produit dans le cas de moments fléchissants, comme ceux que développe dans les barres la déformation élastique : ces efforts, atteignant leur maximum au point d'encastrement, sont supportés à peu près exclusivement par le *front* de l'assemblage.

La rivure convergente, ou en losange, usitée en Allemagne et préconisée par Reulaux, est peut-être, pour ce motif, la plus vicieuse de toutes, car elle doit imposer la majeure partie de la fâtigue à un très petit nombre de rivets.

La clouüre qui semblerait la plus rationnelle, pour assembler deux tôles, serait celle qui ne comprendrait que deux rangs, composés chacun d'un même nombre de rivets, et perpendiculaires à la direction de l'effort linéaire à transmettre. Il semble que les rivets seraient ainsi placés dans de meilleures conditions pour prendre une part *analogue* d'une fatigue quelconque.

Ces considérations s'appliquent d'ailleurs également, que la cohésion des assemblages soit due à la *résistance* des rivets au cisaillement, ou, au contraire, au *frottement* que la tension résultant de leur pose à chaud développe entre les surfaces en contact.

En pratique, les rivets, posés dans des trous qui ne se correspondent jamais parfaitement, sauf quand ceux-ci sont fraisés après montage, et qui ont quelquefois, dans les poutres européennes, à relier des épaisseurs de tôles exagérées, sont évidemment loin de remplir tous leur rôle d'une manière comparable.

D'ailleurs, les ouvrages métalliques ne sont pas seulement soumis à des efforts statiques, mais aussi et surtout à des efforts dynamiques considérables. Au passage des charges roulantes, il se développe dans toutes les parties des charpentes des efforts variables d'intensité et de sens, des vibrations qui peuvent être nuisibles à la conservation de certains métaux, mais qui ont surtout une action funeste sur les assemblages. L'articulation, permettant aux membres d'obéir librement aux efforts qui les sollicitent, n'entraîne la production d'aucun effort anormal. S'il est vrai que l'on constate, sur certains ponts articulés anciens, des vibrations importantes, la cause en est, non dans le mode d'assemblage, mais dans le manque de rigidité des pièces, quelquefois très grêles, que l'on n'hésitait pas à employer autrefois, — et dans la légèreté même des poutres articulées, qui laisse aux charges roulantes une influence d'autant plus considérable. Mais, dans les ponts articulés, les vibrations sont, en général, essentiellement localisées; elles affectent principalement un petit nombre d'organes, auxquelles on donne, pour ce motif, un excès de résistance; et l'articulation, loin d'en faciliter la transmission, les limite, et les *éteint*, en quelque sorte. Il n'en est pas de même de la rivure, dont la rigidité, faisant du plus grand ouvrage un tout solidaire, est essentiellement favorable à la propagation des vibrations, en même temps qu'elle se prête mal, d'ailleurs, aux variations brusques d'intensité et de direction des efforts qui en résultent; les rivets se trouvent par suite exposés, à la longue, à un desserrage et à un cisaillement plus ou moins importants, dont on a constaté des exemples assez graves sur certains ponts des chemins de fer d'Orléans et du Midi[1].

1. — Renseignement donné, en 1886, par M. l'Inspecteur Général J. Martin, dans son Cours de Chemins de Fer à l'École des Ponts et Chaussées.

Enfin lorsque l'on considère dans quelles conditions s'exécutent presque toujours les rivures de ponts, et surtout les rivures faites sur les chantiers, et si l'on tient compte des effets du poinçonnage qui désorganise plus ou moins la tôle, et y crée des crevasses que le rivet peut difficilement remplir, et du brochage qu'il est si difficile d'empêcher, on est bien conduit à admettre que, dans bon nombre de cas, la rivure même peut produire dans les parties assemblées des efforts internes, supérieurs aux efforts statiques ou dynamiques résultant des forces extérieures. En somme, il est bien probable qu'elle entraîne souvent, au voisinage des rivets, même dans les constructions les plus soignées, — par suite des imperfections inévitables dans l'exécution d'un ouvrage de quelque importance, de la pose des rivets à chaud et des déformations, permanentes ou momentanées, dues aux charges ou aux variations de température — des efforts moléculaires pouvant dépasser la limite d'élasticité.

Aucun procédé ne permet, peut-être, d'apprécier la valeur de la fatigue que ces causes multiples imposent aux constructions rigides, mais l'évidence en est démontrée par les nombreuses ruptures de rivets que l'on constate dans les ouvrages métalliques en service[1]. Si tant de rivets se rompent encore, de longues années après la construction, ne doit-on pas, en effet, l'attribuer, non à des défauts de pose, mais à ce qu'ils sont soumis à des efforts dépassant de beaucoup la limite d'élasticité?

De tous ces motifs, il résulte que, dans une poutre rivée, les efforts réels semblent devoir *toujours* différer des efforts calculés de quantités qui, dans les ponts les plus soignés, peuvent atteindre

1. — Nous citerons, par exemple, les chiffres suivants, résultant de relevés faits pendant quelques années pour le viaduc de la Cère, *construit en 1860:* ces chiffres ont été donnés, en 1886, par M. l'Inspecteur Général Jules Martin, dans son Cours de Chemins de Fer, à l'École des Ponts et Chaussées :

en 1875	on a	constaté	450	ruptures	de rivets
en 1877	—	—	425	—	—
en 1879	—	—	479	—	—
en 1881	—	—	246	—	—
en 1882	—	—	6	—	—
en 1884	—	—	339	—	—

couramment une valeur comparable à celle de ces efforts, et qu'en beaucoup de points de ces ouvrages, et principalement dans les assemblages, la limite d'élasticité du métal peut être dépassée.

Les ponts allemands et hollandais, copiés sur les poutres amécaines Pratt et Linville, sont sans doute, en dépit de leur prétention à des formes rationnelles, ceux dans lesquels les assemblages sont le plus exposés à une fatigue excessive, par suite de la plus grande importance des efforts transmis par chaque membre, et de la plus grande raideur de ces organes, qui rejette sur les assemblages, et presque exclusivement sur les premiers rivets de ceux-ci, une plus grande part du travail de la déformation.

La poutre en treillis se plie mieux au jeu des forces élastiques, — d'autant mieux d'ailleurs que les barres y sont plus nombreuses et de construction plus légère ; — et la poutre pleine semble être, de toutes les poutres rivées, celle qui prête le moins à la critique : si l'on ignore d'une manière à peu près complète ce qui se passe dans une poutre pleine, son mode de construction la met du moins à l'abri de l'effet qu'ont les malfaçons sur les ponts rivés de structure *discontinue ;* et la *continuité* de l'âme est le meilleur gage que les efforts se répartissent dans le métal d'une manière sinon égale, du moins *progressive*, pour réaliser *la moindre action* des forces élastiques.



olidité de l'Assemblage et Garanties qu'il présente. — On objecte à l'articulation que la sécurité d'un pont tout entier repose sur un seul organe, la cheville, qui peut être entachée d'un vice de construction, qui peut renfermer une paille, et dont la rupture entraîne forcément la ruine de tout l'ouvrage, tandis que dans une construction rivée, la rupture de quelques rivets ne compromet point la solidité de l'ensemble.

Il est évident, à cet égard, qu'une rivure exécutée sans précautions particulières présente plus de garanties qu'une articulation faite sans soins. Mais, dans une construction bien établie, l'articulation se prête à la plus grande perfection : loin d'affaiblir les pièces à leur jonction, elle permet au contraire de donner à chacune des parties qui la composent toute la résistance désirable, sans qu'il

en résulte d'ailleurs une augmentation de poids appréciable, grâce au nombre limité d'articulations que comporte le plus grand ouvrage.

Dans les poutres américaines, les chevilles sont faites du meilleur métal, travaillé avec des précautions spéciales pour éviter tout défaut, toute trace d'écrouissage; et l'emploi courant de l'acier leur assure maintenant une structure homogène qu'il était plus

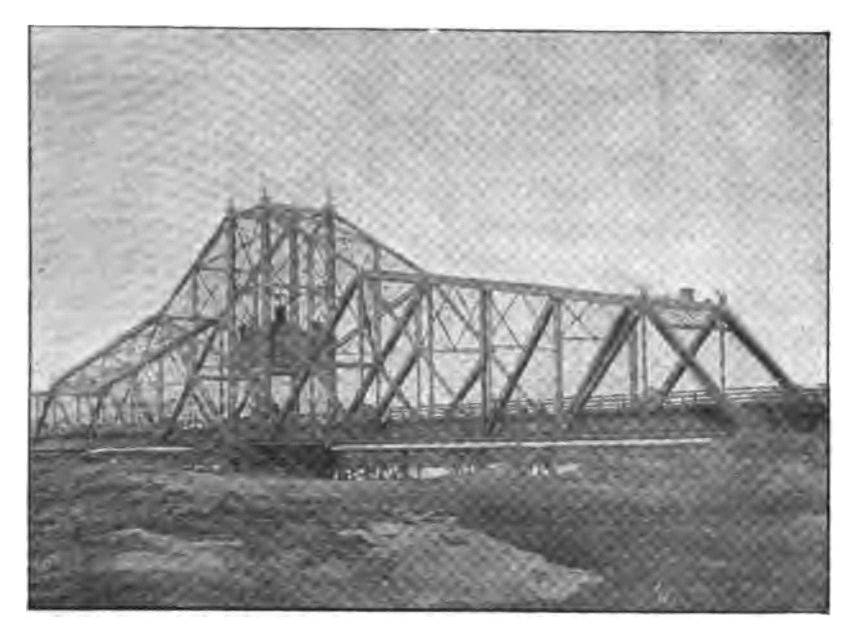


Fig. 267. — Travée tournante de 158m,60 de l'Interstate Bridge, à Omaha.

difficile d'obtenir autrefois avec le fer forgé. M. G. Bouscaren nous a d'ailleurs affirmé qu'on n'a jamais vu, *en Amérique,* un pont s'écrouler par suite de la rupture d'une cheville.

On donne aux pièces de compression, à l'aide de tôles de renfort, telle résistance que l'on désire, au voisinage de l'œil; et dans les pièces travaillant à la tension, qui sont en général des barres à œils, il est expressément spécifié que la tête de la barre doit présenter une résistance au moins égale à celle du corps. On s'assure d'ailleurs que les conditions requises sont remplies par les chevilles, par les pièces de compression et par les barres à œils, à

l'aide d'essais méticuleux, poussés jusqu'à la rupture, tant sur des spécimens choisis parmi les pièces parvenues à leur forme définitive que sur des échantillons pris dans la fourniture de métal destinée à la construction[1].

Pour les barres à œils, on n'admet pas le lot lorsque le nombre des ruptures de têtes dépasse une certaine proportion du nombre total des barres essayées.

La rivure ne donne évidemment pas les mêmes garanties : elle a pour principal défaut d'affamer les organes et même, avec la pratique du poinçonnage, de désorganiser le métal aux assemblages, c'est-à-dire précisément aux points où les efforts moléculaires qu'elle développe réclameraient une augmentation de section. On peut, à l'aide d'essais, se rendre compte de la résistance du métal employé; on peut même, à l'aide d'expériences qui n'avaient jamais été faites jusqu'ici[2], se rendre compte de la manière dont l'effort se partage entre les diverses files d'une rivure. Mais il est douteux qu'on arrive jamais, pour les membres des poutres rivées, à des épreuves *simples, pratiques* et surtout *concluantes,* comme celles que permet l'articulation.

Il est vrai qu'aucun exemple ne permet peut-être jusqu'à ce jour d'affirmer que les défauts inhérents à la rivure présentent, à proprement parler, des dangers, *dans les ouvrages neufs*, *du moins*.

Il est évident, en effet, que les ponts rivés ont une sauvegarde dans cette propriété du fer et de l'acier, qui fait que, lorsqu'on soumet ces métaux à des efforts supérieurs à leur limite naturelle d'élasticité, sans atteindre l'effort de rupture, la limite d'élasticité se trouve d'autant reculée, pour résister à des efforts ultérieurs. Mais le métal perd néanmoins alors ses qualités principales : son *élasticité* se trouve réduite, et l'élévation de la limite de celle-ci a sa contre-partie dans cette autre propriété mise en lumière par les expériences de Wöhler et de Spangenberg : à savoir que les répétitions d'efforts supérieurs à la limite naturelle d'élasticité, mais inférieurs à la charge de rupture, amènent néanmoins, à la

1. — Voir chap. X.
2. — M. l'Insp[r] G[l] Dupuy poursuit, paraît-il, des expériences de ce genre.

longue, la rupture. On ne peut donc pas conclure du demi-siècle d'existence de quelques ponts rivés, que la vie de semblables ouvrages soit indéfinie. C'est seulement quand le temps aura fait son œuvre sur les constructions des deux systèmes, que l'on pourra les apprécier complètement; et il semble douteux que l'articulation ne gagne pas alors beaucoup de partisans. En effet, la pluie affecte peu les organes des ponts articulés, qui sont construits de manière à ne jamais la retenir. Les parties les plus exposées, les articulations des semelles étendues, sont, comme nous le verrons plus loin, disposées de telle manière que, dans une construction bien établie et bien entretenue, elles sont matériellement à l'abri de la rouille. Enfin toutes les parties des constructions articulées demeurent facilement accessibles et se prêtent à l'entretien le plus parfait. La *massivité* des pièces essentielles, barres à œils et chevilles, leur permet d'ailleurs de défier pendant longtemps, *même avec un entretien sommaire*, l'action destructive de l'oxydation, qui reste toujours *superficielle*. On peut donc *toujours*, dans de telles constructions, sinon enrayer complètement l'œuvre du temps, la contrôler du moins de telle sorte qu'on sache le moment précis où un organe deviendrait trop faible et où il faudrait le remplacer, opération simple et de pratique presque courante en Amérique[1].

Au contraire, la rivure, indépendamment de la désorganisation plus ou moins profonde causée par le poinçonnage, crée, en tout cas, dans le métal, une foule d'ouvertures, d'autant moins bien remplies par les rivets que le nombre et l'épaisseur totale des tôles à réunir sont plus considérables, qui sont autant d'amorces

1. — Nous avons vu, notamment à Kansas-City, des poutres mixtes articulées qui avaient plus de 30 ans d'existence et dont toutes les pièces avaient été plusieurs fois changées sans interrompre l'exploitation des voies ferrées qui passent dessus. Les poutres en bois du pont suspendu de Niagara ont été de même remplacées par des poutres en métal. On a même fait mieux sur le Norfolk & Western R.-R..: le viaduc de l'Appotomax, construit en 1869, comprenait 21 travées Finck de 112 pieds chacune, dont la résistance était devenue insuffisante par suite de l'accroissement du poids des machines; en 49 jours de travail, les 21 travées Finck ont été, en 1888, remplacées par 21 travées Pratt, sans qu'il en résultât pour l'exploitation une interruption de plus de 90 minutes par travée.

pour les cassures à venir, et par où la rouille peut pénétrer jusqu'au cœur des pièces les plus massives, rongeant les rivets et les tôles entre lesquelles elle se glisse, ainsi qu'on l'a constaté, il y a quelques années, sur plusieurs ponts du chemin de fer du Midi[1].

Avec la rivure, non seulement le mal n'a guère de remède dès qu'il a commencé son œuvre, et semble exposer, dans un temps donné, à une ruine fatale tous les ouvrages rivés qui ne sont pas *très soigneusement entretenus,* faute de la possibilité d'en vérifier et d'en remplacer les parties essentielles, comme les semelles; mais, en outre, le grand nombre de tôles ou fers profilés réunis dans les assemblages et dans les sections communément usitées, lui permet de cheminer sourdement entre les éléments assemblés, sans se révéler par des traces extérieures, et sans qu'aucun moyen pratique permette d'en connaître exactement l'étendue, jusqu'au jour où, sous une charge un peu plus forte qu'à l'ordinaire, un accident peut se produire[2].



acilité du Montage. — Au point de vue de la facilité du montage et des garanties qu'il présente, l'articulation n'a que des avantages par rapport à la rivure : on ne fait guère de bonne rivure qu'à l'usine et, dans un ouvrage rivé de quelque importance, la majeure partie des rivures s'exécutent ordinairement sur le chantier.

Au contraire, les divers membres des ponts articulés se construisent *entièrement à l'atelier,* où l'on a le loisir et les moyens de les exécuter avec tout le soin désirable, et d'en parfaire l'ajustage à l'aide d'un montage d'essai. Sur le chantier, on n'a plus qu'à les assembler, opération simple et facile, qui ne comporte pas le moindre imprévu et peut s'exécuter, sans inconvénient, à de

1. — Renseignement donné par M. l'Inspecteur Général Jules Martin, dans son Cours de Chemins de Fer à l'École des Ponts et Chaussées.

2. — La catastrophe du pont de Mœnchenstein, en Suisse, a été attribuée par la commission d'Ingénieurs chargée de l'enquête, à la présence d'une cassure inconnue dans une tôle, qui se serait développée petit à petit sans qu'on le sût, et qui aurait causé la chute du pont, sous le passage d'un train de plaisir un peu chargé. Ce pont était d'ailleurs d'un *pauvre dessin (poor design),* suivant l'expression des journaux scientifiques américains.

grandes distances de l'usine : nous citerons, par exemple, le pont construit en 1886-87 sur l'Hawkesbury River (Nouvelle-Galles du Sud), par l'Union Bridge Co., de New-York. Le montage des plus grandes travées est une affaire de quelques jours seulement : une travée de 159m,65 du pont de Cairo a été montée en *quatre jours* par les entrepreneurs connus, Baird Brothers. On évite ainsi les dangers qui résultent, pour les ouvrages rivés, de la lenteur des travaux sur les chantiers.

Les poutres articulées ne se prêtent pas au lançage. On les monte donc généralement en place, soit sur des échafaudages spéciaux construits d'avance *(false-work),* soit en porte-à-faux, quand les ponts sont du genre Cantilever. Quelquefois, les poutres sont montées en un point voisin de la rive, puis transportées par eau et déposées sur les piles.

Ces divers procédés présentent l'avantage de ne pas exposer, comme le lançage, le métal à des efforts anormaux, supérieurs à ceux qui peuvent se produire en service. Mais l'établissement d'échafaudages dans le lit des fleuves expose les ponts en construction à des accidents aussi terribles que le lançage. L'invention du système Cantilever a donc rendu à cet égard de grands services, en permettant de construire sans danger des viaducs de grande portée à de grandes hauteurs, ou sur des fleuves à régime peu sûr; et l'adoption de systèmes articulés pour les ponts cantilevers assure un montage extrêmement rapide, réduisant en conséquence les chances d'accident.



conomie. — Enfin, les systèmes articulés sont plus économiques que les systèmes rivés. Au point de vue, d'abord, de l'emploi et de l'utilisation du métal, il est évident que les barres à œils, dans lesquelles la section *nette* est égale à la section *totale,* sont beaucoup plus avantageuses pour résister à la *tension* qu'un membre quelconque de forme composée, comme les semelles des ponts rivés, dans lequel, indépendamment du poids des rivets courants, entre, *en sus de la section nette,* une proportion plus ou moins considérable de métal *inutile,* qui entraîne un excès de poids sans concourir en aucune façon à

accroître la résistance. Même dans les pièces de forme simple, comme les barres de treillis en tôle ou en fers profilés, on est obligé d'avoir recours, sur la totalité de la longueur, à un *excès inutile* de section, pour obtenir dans les assemblages la section nette voulue. Or, il en résulte, en dépit de tous les systèmes de goussets qu'on peut imaginer, un *double vice* de structure, puisque, à la *faiblesse relative* des assemblages, s'ajoute la production, en ces points, *d'efforts secondaires* d'autant plus importants que les organes qui y aboutissent présentent un plus grand

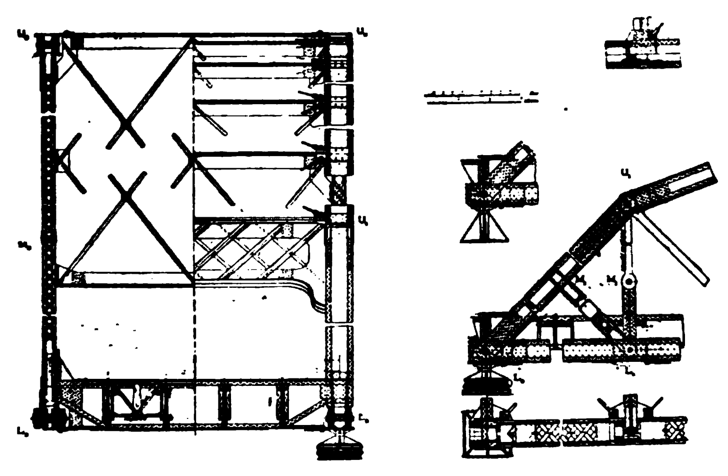


Fig. 268 à 272. — Pont d'Alton, Travée de 109m,80.

excès de résistance. Enfin, les Américains estiment, non sans raison, que dans une section composée de fers différents et de qualités forcément plus ou moins dissemblables, où le poinçonnage peut altérer la résistance de la tôle dans un certain périmètre au delà de la circonférence théorique du trou de rivet, le métal ne peut pas être soumis à des efforts spécifiques aussi élevés que dans un organe complètement homogène, comme une barre à œils.

En ce qui concerne les organes *comprimés*, si l'on peut admettre qu'il n'y ait pas lieu d'y déduire, dans certains cas, la section des rivets de la section brute, cette tolérance semble moins justifiable, en général, dans les poutres rivées, que dans les poutres

articulées. En effet, dans un membre de pont américain, les tôles ou fers assemblés sont généralement peu nombreux et présentent une faible épaisseur totale; les rivets, refoulés à la machine, peuvent en remplir exactement les vides, et ne jouent d'ailleurs, dans la plupart des cas, qu'un rôle à peu près passif, qui ne les expose pas à se rompre. Au contraire, dans les semelles des ponts rivés, l'épaisseur des fers à réunir et la mauvaise concordance des trous, qui en résulte, en permettent qu'un remplissage imparfait par les rivets, et, dans les assemblages, les rivets subissent des

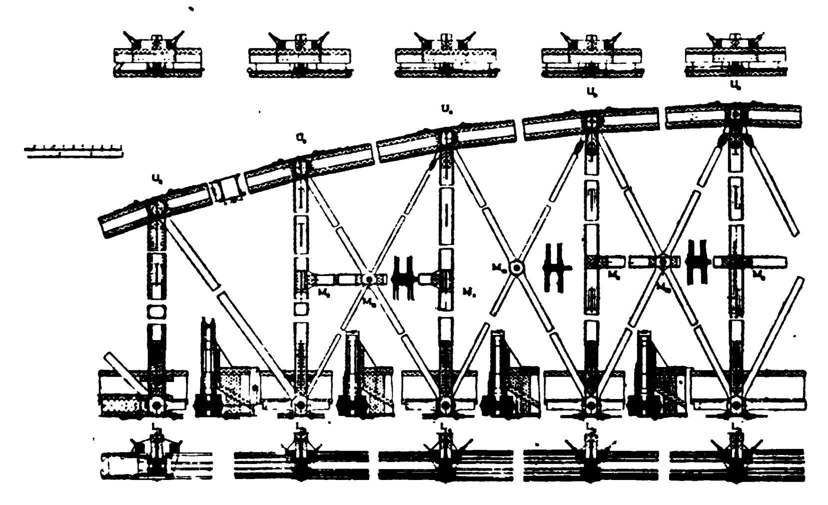


Fig. 273 à 275. — Pont d'Alton. Travée de 190m,80 *(suite)*.

efforts quelquefois excessifs, qui peuvent en amener la rupture et laisser, à un moment donné, des trous vides.

Mais, en admettant même que l'on traite sur un pied d'égalité les membres comprimés des deux systèmes de construction, il résulte néanmoins de ce qui précède que, bien que l'on ne ménage pas le métal dans les assemblages des ponts articulés, et que l'on donne à tous les membres un excès de section autour de l'œil, et aux chevilles des dimensions qui en font des organes robustes, la construction articulée est néanmoins beaucoup plus *économique* et plus *rationnelle* tout à la fois, que la construction rivée, parce qu'elle n'emploie nulle part de *métal inutile,* alors

que la *moitié au moins* des organes des ponts rivés en renferment une proportion plus ou moins considérable.

L'exécution de la totalité du travail à l'usine, la limitation à un petit nombre des membres nécessaires pour construire le plus grand ouvrage, la facilité et la rapidité du montage sont d'ailleurs autant de causes qui s'ajoutent aux considérations précédentes pour réduire les frais de construction, malgré la qualité *très supérieure* de la main-d'œuvre requise pour les ponts articulés.



ésumé. — En résumé, il résulte du parallèle que nous venons de développer que l'articulation présente, *dans les fermes,* les avantages indiscutables suivants :

Elle répartit, aussi *rigoureusement* qu'il est possible dans un système matériel, *les efforts* conformément aux lois de la statique, et assure une distribution *aussi égale que possible* du travail dans la section de chaque membre.

Elle ne crée, dans les pièces assemblées, sous l'influence des défauts d'ajustage, *aucun effort de construction.*

Elle *s'oppose à la production*, sous l'influence des *déformations* résultant de causes quelconques, *d'efforts secondaires* autres que les moments fléchissants négligeables dus aux frottements des membres sur les chevilles, au poids propre de ces membres, ou à la pression du vent sur leur surface.

Loin d'affaiblir les assemblages, elle se prête au contraire *à un excès de solidité,* aussi grand que l'on veut, des chevilles et des membres réunis, au voisinage de l'œil.

L'articulation et les membres d'une charpente articulée sont *facilement visitables* et *d'un entretien aisé et peu coûteux;* le remplacement même d'une pièce est une opération facile, dans les ponts de portée courante.

La construction se fait tout *entière à l'usine.*

Le montage sur le chantier est *simple et rapide,* et ne produit jamais, dans aucune partie des constructions, des efforts atteignant ceux pour lesquels l'ouvrage est calculé.

Enfin, l'emploi du métal est distribué *rationnellement* dans les membres, de manière à assurer *effectivement l'égale résistance de*

toutes les parties de la structure aux efforts maxima qui peuvent s'y produire.

De toutes ces conditions résulte le *maximum d'économie réalisable.*

En regard de ces qualités, la rivure n'a guère que des défauts.

Elle *répartit mal les efforts* entre les organes concourants et les *distribue d'une manière inconnue* dans la section de chaque organe.

Elle crée dans les ouvrages, par suite des défauts d'ajustage inévitables, des *efforts de construction inconnus* qui peuvent dépasser la limite d'élasticité du métal.

Elle est la source d'une foule d'efforts *secondaires* également *inconnus* et dont la valeur, en certains points, peut aussi *dépasser la limite d'élasticité.*

Elle affame les membres au voisinage des assemblages, dont elle fait, dans les charpentes, *les points les plus faibles en même temps que les plus exposés à des efforts excessifs.*

Elle ne permet qu'un *entretien superficiel* des ouvrages qu'elle expose cependant à toutes les causes profondes d'affaiblissement : rouille, cassures, réduction de l'élasticité du métal.

La construction ne peut se faire à l'usine que pour des ponts de petite portée : le travail, devant être exécuté en majeure partie *sur le chantier*, est forcément sujet à caution, et expose, par sa grande lenteur, les ouvrages à des accidents.

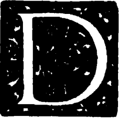
La liaison des divers organes à l'aide de rivets conduit à un emploi *irrationnel* du métal, et nécessite, dans certains membres, un *excès de section* non seulement *inutile,* mais quelquefois même *nuisible à la résistance de l'ensemble de la charpente.*

La rivure entraîne *forcément,* pour ces motifs, une construction *plus lourde et moins économique* que celle des ouvrages articulés[1].

---

1. — M. Gaudard, professeur à l'École d'Ingénieurs de Lausanne, a, dans un article paru aux *Annales des Ponts et chaussées* (1891, T. I, p. 337), critiqué ce résultat que nous avions énoncé, en l'appuyant d'exemples, dans une note insérée aux *Annales des Ponts et Chaussées* (1889, T. I, p. 466), à laquelle nous avons déjà fait allusion. Cet ingénieur déclarait que les ponts rivés se prêtent à autant de légèreté que les ponts articulés américains. Il est toujours facile, au prix de quel-

Nous n'avons, à dessein, dans les pages qui précèdent, signalé que les défauts généraux inhérents à la rivure, aux divers types de ponts rivés en usage, ou à la manière dont les rivures s'exécutent généralement, et nous nous sommes abstenu de toute critique particulière, relative à des dispositions vicieuses que l'on peut facilement éviter, comme par exemple l'emploi, dans certains ponts allemands et hollandais, de semelles dont la forme *courbe* expose ces parties à des flexions secondaires.



éformabilité. — Les ponts rivés jouissent, cependant, de deux propriétés qui leur sont spéciales : leur rigidité et la solidarité de toutes les pièces qui les composent. La première de ces propriétés est démontrée, par M. J. Résal, dans son ouvrage sur *Les Ponts Métalliques :* sous une même surcharge et toutes choses égales d'ailleurs, les ponts rivés fléchissent moins que les ponts articulés. Mais cette *rigidité,* n'est-ce pas aussi la supériorité revendiquée par le chêne, sur le roseau de la fable? Il est vrai qu'on a quelquefois constaté, sur certains ponts articulés, principalement sur des ponts cantilevers, des flèches assez importantes. Mais la grandeur des flèches observées était généralement due à quelque disposition vicieuse du dessin ou de la construction, comme, par exemple, l'emploi simultané — aujourd'hui généralement proscrit — de barres à œils et de poutres bâties, dans un même membre. En tout cas, on n'a jamais observé, en Amérique, de flèches pouvant présenter un inconvénient quelconque pour le passage des trains.

Loin de prêter à la critique, il semble plutôt que la flexibilité des poutres articulées, lorsqu'elle ne résulte pas de détails de construction imparfaits, devrait être considérée comme une de

ques *sacrifices*, dont la conscience de l'ingénieur donne seule la mesure (s'il n'est pas tenu par les clauses étroites d'un cahier de charges), de faire un pont rivé aussi léger qu'un pont articulé de même portée. Mais les « *antiques scrupules de surcroît de prudence* » (même article, p. 336), peuvent ne pas paraître absolument déplacés, pour un pont de chemin de fer, et l'expérience du pont de Mœnchenstein semble peu favorable aux avocats des constructtons rivées exagérément légères. Car on n'a jamais vu, que nous sachions, un pont articulé, de bonne construction moderne, s'effondrer ainsi *sans choc ni déraillement préalable.*

leurs plus précieuses qualités. Quelles sont, en effet, les conditions essentielles auxquelles on admet maintenant que doivent satisfaire les métaux de construction? Ce n'est pas une élévation exagérée de la limite de résistance, mais plutôt une élasticité et une ductibilité développées, un allongement considérable avant la rupture. Or c'est précisément à la *libre manifestation* de ces déformations élastiques, qu'est due la flexibilité des poutres articulées, qui signalent ainsi, d'elles-mêmes, le degré de fatigue auquel elles sont soumises. Grâce à une semblable propriété, un accident comme celui de Mœnchenstein devrait toujours pouvoir être évité, pour un pont articulé. Des expériences récentes, faites par la Cie du Jura-Simplon, sur un pont de $48^m,86$, du modèle de celui de Mœnchenstein, semblent montrer, au contraire, qu'il n'en est pas de même pour les ponts rivés, et que la rupture s'y produit brusquement, sans avertissement préalable.

La *solidarité* de toutes les parties, que présentent au plus haut degré les treillis à mailles serrées et surtout les poutres pleines, est une qualité beaucoup plus précieuse des constructions rivées, car elle les place dans des conditions excellentes pour résister au choc d'un train déraillé. C'est là que réside *la véritable, l'incontestable supériorité* des ponts rivés.

Quant au *ferraillement,* si souvent reproché aux ponts américains, il faut n'avoir jamais vu un ouvrage articulé construit avec soin, comme ceux qui sortent des ateliers des grandes compagnies (Union, Keystone, Phœnix, Edgemoor, etc.), pour prétendre que ce soit un défaut inhérent au système articulé.

Il faut toutefois reconnaître que les ponts articulés de *petites dimensions,* en raison de la légèreté de leur structure, résistent mal *en cas d'accident.* Quand un wagon déraillé vient à heurter un membre de la charpente et surtout un membre comprimé, la travée s'effondre quelquefois instantanément, comme sous l'influence d'une explosion.

On peut citer, à l'appui, d'assez nombreux exemples de chutes de petites travées, collectionnés avec soin par un ingénieur américain, M. C.-F. Stowell, qui en a publié la statistique dans le journal anglais *Engineering.* Afin d'éviter les accidents de ce

genre, qui sont principalement à redouter avec les *trains de marchandises*, on emploie des systèmes variés de « guard-rails » et de contre-rails, qui ont pour but d'empêcher les déraillements, de remettre sur la voie les voitures déraillées[1], ou, en tout cas, de protéger les fermes contre les chocs, et l'on a de préférence recours, lorsqu'on le peut, aux ponts à voie supérieure, dont l'existence risque peu d'être compromise par des accidents de ce genre.

On peut même placer la voie un peu au-dessous de la semelle supérieure, en fixant le tablier aux montants, comme il a été fait au pont de Lachine. Les semelles forment alors garde-corps et s'opposent à la chute d'un train déraillé, sans qu'il en résulte de danger pour le pont, si l'on a soin de les *proportionner* et surtout de les *éclisser* en conséquence.

Néanmoins, il est plus prudent, pour les *petites travées,* de renoncer complètement à l'articulation.

Les Américains, qui sont *le peuple du monde chez qui le parti pris est le plus inconnu,* font usage des ponts rivés depuis les débuts de la construction métallique[2]. Ils reconnaissent *unanimement* les avantages de la rivure, dans les poutres de faible portée, — par exemple dans les viaducs du genre américain. — Quant à l'ouverture à laquelle il convient de limiter l'usage des poutres rivées, elle est diversement appréciée. Néanmoins les ingénieurs américains sont généralement d'accord pour condamner l'emploi de l'articulation pour des portées inférieures à 30^{m},00, et pour juger la rivure inutile au delà de 50 mètres. C'est, en somme, vers 45 mètres que se trouve la limite moyenne d'application des poutres rivées[3]. Et il est intéressant de remarquer qu'une compagnie de chemin de fer qui s'était toujours signalée par l'emploi exclusif des ponts rivés, le N. Y. C. and H. R. R. R., a construit dans le système articulé, en 1893-94, sur le Harlem River, un grand pont tournant à quatre voies, de 122^{m},00 d'ouverture.

1. — Re-railing-bridge guard. — Voir 2e partie, chapitre III.
2. — Voir chapitre I, page 41.
3. — M. J.-A. Waddell a imaginé un nouveau type de fermes, — les *fermes en A (A trusses),* — qui donne des résultats remarquables pour les ponts articulés de petite portée, de 30^{m},00 à 45^{m},00.

Dans les premières poutres en treillis américaines, l'indépendance des barres de systèmes différents était respectée avec soin; mais on n'hésite plus maintenant à relier ces barres ensemble (fig. 276). Les ingénieurs américains estiment, en effet, que les qualités essentielles qu'ils demandent aux poutres rivées étant la *rigidité des assemblages* et la *solidarité complète* de toutes les pièces de la construction, — et non une répartition rationnelle des efforts, dont la rivure n'est pas susceptible, — ils ont lieu de ne renoncer à aucune des dispositions propres à augmenter ces qualités essentielles. Ils ne font guère, pour ce motif, usage que des *treillis multiples,* et préfèrent à tout autre système *les poutres pleines*. Certains ingénieurs sont même d'avis qu'il est avantageux, dans ces dernières, d'employer du métal de qualité inférieure, afin d'en faire entrer, à égalité de dépense, un plus grand poids dans la construction : ils estiment que l'accroissement de la *masse* d'un pont, bien qu'obtenu ainsi au détriment d'autres qualités, a pour résultat une *augmentation sensible de sa résistance.*

Il est bien entendu, d'ailleurs, que ces remarques s'appliquent aux *ponts de chemin de fer*, qui constituent la majeure partie des ponts annuellement construits en Amérique. Pour les *ponts-routes,* on a, *presque toujours,* recours au système articulé, en se contentant fréquemment, surtout dans le Far-West, de substituer le bois au métal pour les parties comprimées des fermes (fig. 83).

**récautions nécessaires dans les constructions articulées.** — Nous avons comparé la rivure et l'articulation telles qu'elles peuvent s'exécuter et s'exécutent dans la pratique, et nous avons dit, en passant, que l'articulation souffre moins la médiocrité que la rivure. Nous allons appuyer ce dire de quelques remarques qui montrent combien l'on doit prendre de précautions dans le dessin et la construction des ponts articulés.

L'hypothèse théorique de pièces situées dans un même plan et concourant en un même point n'est jamais réalisée ni réalisable en pratique; le pivot, ou cheville, doit relier des pièces *matérielles,* dont les têtes ont forcément une *épaisseur;* et en certains points

des grands ouvrages, où les pièces à réunir sont nombreuses, la *portée (grip)* des chevilles, c'est-à-dire l'épaisseur totale des têtes juxtaposées dans l'assemblage, peut atteindre une valeur importante ($1^m,70$ au pont cantilever de Niagara, $1^m,80$ au pont de Cincinnati et Covington).

Les seules conditions que l'on *puisse* et que l'on *doive* rechercher en pratique sont donc les suivantes :

1° Les *axes neutres* des différents *systèmes* de pièces constituant



Fig. 276. — Pont de Troy. 4 Travées de $56^m,73$ (Union Bridge Co.).

les *membres* d'une ferme doivent être *dans un même plan,* — le plan de cette ferme ;

2° Les axes des membres concourant à un même nœud doivent se couper rigoureusement *en un même point,* qui est la trace de l'axe de la cheville sur le plan de la ferme;

3° La cheville doit être *rigoureusement perpendiculaire* à ce plan.

Ces conditions sont *nécessaires et suffisantes* pour que le calcu- théorique soit applicable à l'articulation matérielle.

Pour y satisfaire, on a recours aux dispositions suivantes :

1° On n'emploie que des pièces ayant un plan vertical de symétrie, et on les perce d'œils *rigoureusement* perpendiculaires à ce plan, et centrés sur l'axe neutre correspondant.

2° On donne *rigoureusement*[1], *et à une même température,* la même longueur, de centre en centre des œils, aux pièces composant un même membre, et on les dispose symétriquement de part et d'autre du plan de la ferme dont elles font partie.

3° On distribue *rationnellement* les éléments aboutissant à un même nœud, afin d'éviter, autant que possible, la déformation des chevilles, en réduisant le jeu, entre les différentes pièces, au *minimum* nécessaire pour éviter la production de frottements.

Sur la première et la seconde disposition nous n'insisterons pas; la nécessité en est évidente et la réalisation *facile*, ainsi que nous le verrons au chapitre X, en étudiant les procédés de construction.

La troisième exige un grand soin dans la préparation des projets et une surveillance attentive pendant le montage, la moindre erreur exposant les pièces à des efforts pour lesquels elles ne sont pas calculées.

En général, et à moins de raison spéciale, les pièces soumises à des efforts modérés doivent être intercalées entre les pièces qui subissent les efforts principaux, les pièces comprimées entre les pièces étendues. Les pièces assemblées doivent être *parfaitement maintenues en place (thoroughly packed)*[2] et, lorsqu'il est nécessaire de laisser un certain vide entre deux pièces consécutives, l'invariabilité de leur distance doit être assurée. On se sert d'ordinaire à cet effet de *manchons* ou de *bagues* de remplissage *(Washers, rollers, packing rings),* mais nous verrons que l'emploi de ce procédé simple peut présenter des inconvénients.

La cheville est soumise à des efforts tranchants et à des moments fléchissants; il convient de réduire autant que possible ces derniers, et, pour cela, de ne pas juxtaposer, *en principe,* des

1. — Voir chapitre X.

2. — La traduction la plus exacte du mot *packed* serait le terme marin « *arrimées* ».

pièces agissant dans le même sens. On doit, au contraire, avoir soin d'alterner, à partir du centre, les pièces de direction et de sens différents, de telle manière que leurs actions s'équilibrent au fur et à mesure.

Il est facile de se rendre compte que l'action fléchissante d'une force est d'autant plus grande qu'elle agit plus loin du centre du pivot : aussi les vices de construction ou de disposition ont-ils un effet d'autant plus fâcheux qu'ils se produisent plus près des extrémités de la cheville.

Bien que les chevilles atteignent un très fort diamètre aux points où s'exercent les efforts principaux dans les ouvrages (0m,171 au pont de Niagara, 0m,133 au pont de Cincinnati et Covington, 0m,223 au pont de Poughkeepsie, 0m,356 au pont de Memphis), il est impossible de les considérer comme *absolument rigides*.

Si la cheville subissait une flexion sensible, la répartition des forces, entre les différentes pièces concourantes, cesserait d'être conforme au calcul.

Mais, pour que l'axe de la cheville demeurât réellement indéformé, il faudrait qu'il y eût équilibre, en chaque point de sa portée, non seulement entre les projections, sur le plan de la ferme, des forces agissant entre l'extrémité du pivot et le point considéré, mais entre les projections, sur ce plan, des moments de ces forces par rapport au centre du pivot, portés suivant les directions de ces forces.

Il n'est pas possible, en pratique, avec des forces qui ne sont pas *infiniment petites*, d'atteindre complètement ce résultat, mais en disposant les éléments successifs de telle sorte que chaque force corrige la flèche résultant de l'action des forces précédentes et détermine dans la cheville une flèche de sens contraire, on arrive, dans les ponts bien construits, à réduire la déformation à une quantité *absolument négligeable*.

L'influence de la distance à laquelle agissent les forces se manifeste par la flexion que l'on rencontre souvent dans les chevilles des câbles de vieux ponts suspendus formés de barres à œils, bien que les éléments successifs subissent la même tension (fig. 277). Il est à remarquer, d'ailleurs, que ces déformations sont rarement

funestes pour le boulon, l'effet de la flexion étant de détendre les pièces qui la produisent et, par suite, de se limiter d'elle-même.

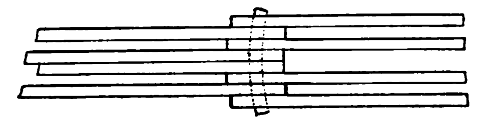


Fig. 277. — Cheville courbée, dans un câble de pont suspendu.

Toutefois, pour montrer à quels excédents d'efforts expose une erreur, même légère, dans le montage d'un pont articulé, nous citerons le fait suivant relaté dans le rapport de M. G. Morison sur la construction, par lui, du pont en acier de Bismarck: par suite d'une erreur, l'ordre des deux paires de barres *intérieures* aboutissant aux pivots centraux des deux travées de l'Est fut interverti (fig. 278-279); bien que les déplacements réciproques de chacune de ces barres soient à peine de 3 centimètres, il en résulte un effort théorique de 30.000 livres par pouce carré (21 kilog. par millimètre carré) sur la fibre extrême du pivot. Cet effort anormal ne s'exerce, il est vrai, que sur une longueur à peine égale au diamètre du pivot, mais l'exemple montre l'importance des considérations que nous venons de développer.

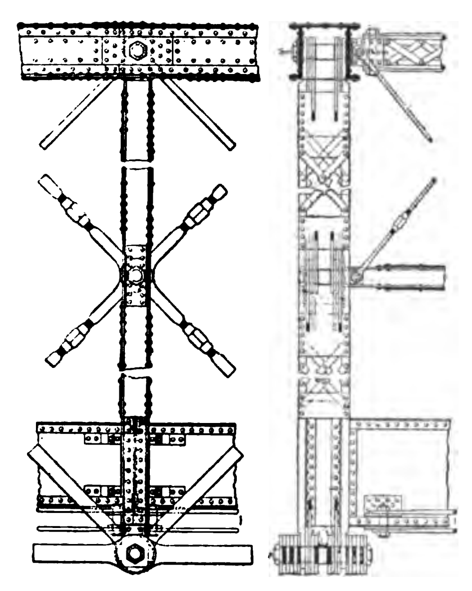


Fig. 278-279. — Pont de Bismarck. Nœud central.

Les ponts articulés ne souffrent donc pas, comme les ponts rivés, la médiocrité d'exécution.



Avantages des contreventements rigides. — Dans le contreventement, l'emploi de l'articulation est fort discutable.

Il n'est pas douteux qu'un système d'entretoises et de tirants

ajustables ne soit, de tous les contreventements, le plus facile à établir. Il permet en outre, en général, de résister au vent avec des organes de faible poids, bien que l'emploi du métal n'y soit pas absolument avantageux *en théorie*, puisqu'il n'y a jamais que la moitié des tirants ajustables qui travaillent à la fois, tandis que dans un contreventement rivé la totalité du métal concourt simultanément à la résistance. Mais pour qu'un contreventement articulé soit efficace, il faut qu'il soit bien réglé; du *mou (slack)* dans les tirants expose la charpente, sous les rafales du vent, à des soubresauts et, par suite, à des efforts dynamiques dangereux; trop de tension impose aux pièces un travail permanent nuisible. Toutefois, l'opération du réglage est de pratique courante, et les grands avantages du contreventement articulé, aux points de vue de la simplicité de la construction et de la rapidité du montage, grâce auxquels il a été pendant longtemps exclusivement employé en Amérique, en font encore, à l'heure actuelle, le système le plus répandu.

Mais l'articulation présente, dans le contreventement, des inconvénients sérieux.

D'abord, il laisse les fermes trop indépendantes; il se prête mal à la transmission d'efforts verticaux de l'une à l'autre, transmission utile dans les ponts à double voie, quand une seule voie est chargée, ou même dans les ponts à simple voie, quand le vent reporte sur l'une des fermes une part trop considérable de la surcharge.

D'autre part, la déformation qui se produit, sous l'action des surcharges, dans le plan vertical des fermes, ne modifie pas les conditions de travail des divers membres; avec une cambrure bien proportionnée la poutre prend précisément, dans ces conditions, la forme théorique qui a servi de base aux calculs. Au contraire, les déformations transversales qu'entraîne la flexibilité des poutres articulées de contreventement, faisant perdre aux fermes leur forme théorique, en expose les membres à des efforts pour lesquels ils ne sont pas calculés.

Sous l'action latérale du vent, une poutre peut présenter :

1° une déformation dans le plan des semelles comprimées;

2° une déformation dans le plan des semelles étendues;

3° si ces déformations sont inégales, une déformation transversale.

1° La flexion de la poutre dans le plan de la semelle *comprimée* (semelle supérieure dans les travées libres, inférieure dans les consoles) présente de graves inconvénients; cette semelle travaille alors dans les conditions les plus défavorables, celles d'une pièce *courbe* comprimée par ses abouts, et, dès que la flexion se produit, le contreventement n'a plus seulement à résister à l'effort du vent, mais, en outre, à la composante de la compression exercée par les charges verticales dans les semelles, composante d'autant plus importante que la flexion

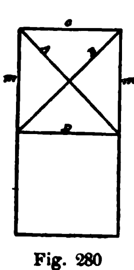


Fig. 280

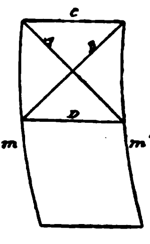


Fig. 281

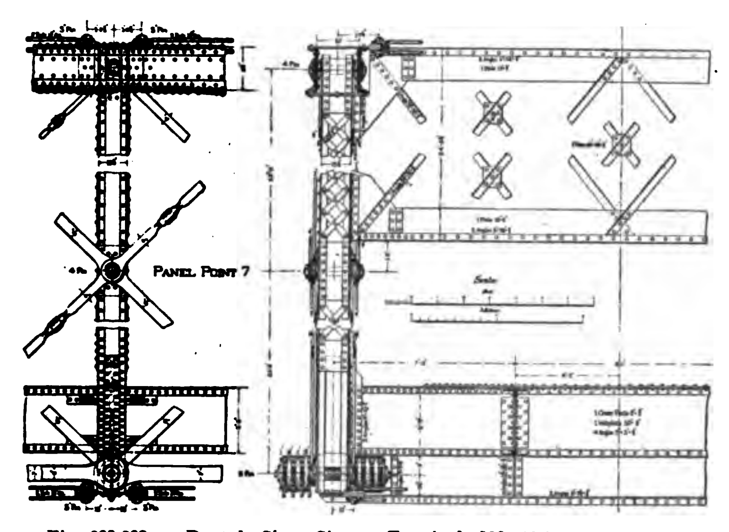


Fig. 282-283. — Pont de Sioux City. — Travée de 122m,00 (coupe centrale).

est plus considérable. Dès lors, si la flèche produite par la poussée du vent atteignait une certaine valeur, l'équilibre deviendrait impossible et la semelle comprimée s'écraserait sous l'action réunie du vent et des charges. Cet accident est d'autant plus à craindre, dans les travées libres, que la plus grande flexion se

produit au milieu de la poutre, là où les efforts de compression atteignent leur maximum et où le calcul conduit à donner, au contraire, la moindre section aux barres ajustables du contreventement.

Dans les ponts cantilevers, la flexibilité du contreventement présente peut-être moins de dangers, parce que la plus grande flexion se produit à la base des consoles, là où les pièces du contreventement ont les plus fortes dimensions; mais nous verrons, néanmoins, qu'elle a des inconvénients sérieux et qu'on a toujours intérêt à la réduire.

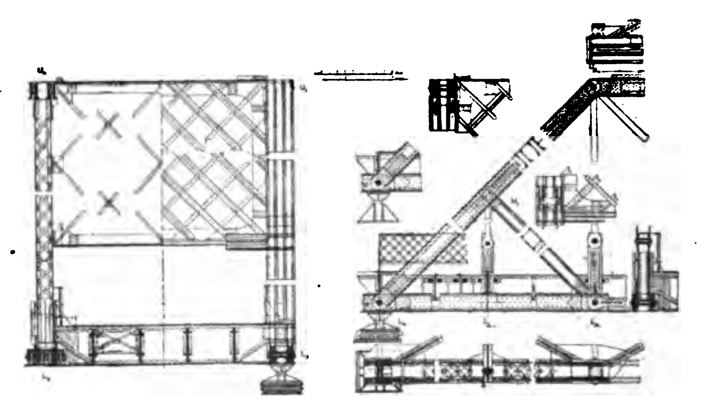


Fig. 284-285. — Pont de Bellefontaine. — Travée de 131m,20.

2° La flexion dans le plan des semelles étendues est moins redoutable, dans ses effets, que celle de la semelle comprimée : elle se limite d'elle-même, comme dans un câble tendu. La tension développée par les charges s'oppose, en effet, à la déformation et est, en général, de beaucoup supérieure aux efforts résultant de l'action du vent, sauf, dans certains types de poutres, au voisinage des appuis, où l'on est amené à construire, pour ce motif, la semelle étendue comme un membre de compression [1].

3° Mais l'inégalité de la flexion des deux semelles, produisant une déformation des cadres transversaux, a pour effet d'imposer des efforts anormaux aux pièces du contreventement transversal et

1. — Voir page 117.

aux membres des fermes qui en font partie. En effet, dans un pont à voie inférieure, un cadre transversal (fig. 280), contreventé suivant le mode ordinaire, à l'aide d'entretoises et de tirants, va prendre la forme (fig. 281), dans laquelle la déformation sera principalement subie par les montants *m m'*. Dans cette position, l'action de la pesanteur agit avec le vent pour renverser chaque ferme autour de ses appuis, alors que les montants, fléchis, sont dans de très mauvaises conditions pour résister aux efforts de compression qu'ils ont à supporter.

Dans un pont à voie supérieure, les montants ne sont pas fléchis, mais le contreventement doit résister au moment de ren-

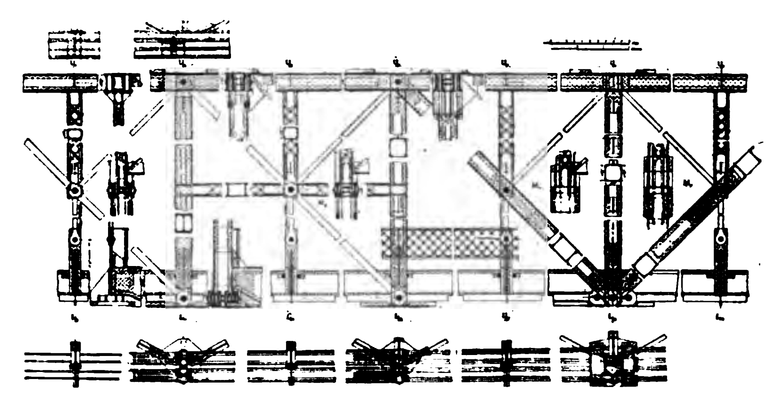


Fig. 286-291. — Pont de Bellefontaine. Travée de 134m,20 *(suite)*.

versement des fermes et de la surcharge, qui atteint une valeur beaucoup plus grande que dans les ponts à voie inférieure.

Il serait peut-être difficile de citer un seul cas où l'*articulation* du contreventement ait entraîné la ruine d'un pont, — en Amérique du moins. Cela tient sans doute à ce que la pression du vent est généralement très inférieure aux valeurs dont on admet la possibilité. Mais on peut citer nombre d'exemples de destruction de poutres Howe, par suite du manque de contreventement transversal; et la chute de la seconde travée du pont de Louisville et Jeffersonville a eu, sans aucun doute, pour cause l'inachèvement du contreventement.

En somme, la déformabilité de l'un quelconque des contreventements a de nombreux et de graves inconvénients, qui doivent

suffire pour faire bannir des ponts, et *surtout des poutres articulées*, les contreventements *articulés*, malgré les avantages qu'ils présentent au point de vue de la simplicité de la construction et de la facilité du montage.

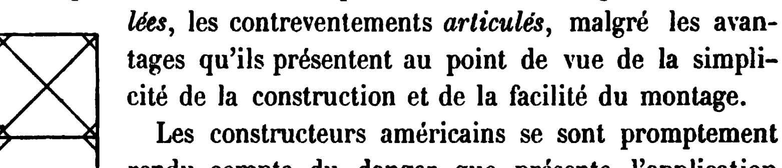


Fig. 292

Les constructeurs américains se sont promptement rendu compte du danger que présente l'application d'un tel système à des ponts de grande portée, et surtout aux ponts à semelles brisées. Peu à peu, la rivure est entrée dans la construction des ouvrages articulés, d'abord pour les portails extrêmes, qu'on a formés de Croix de

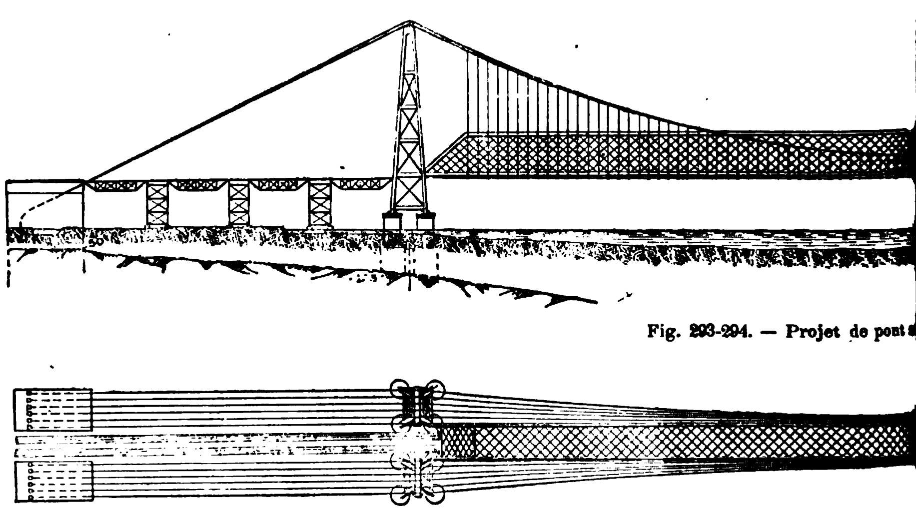


Fig. 293-294. — Projet de pont

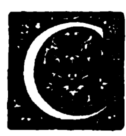
Demi-plan supérieur.

Saint-André rigides ou de forts treillis de cornières, puis pour le contreventement transversal tout entier (fig. 282-283), et enfin pour les contreventements latéraux (fig. 284-91).

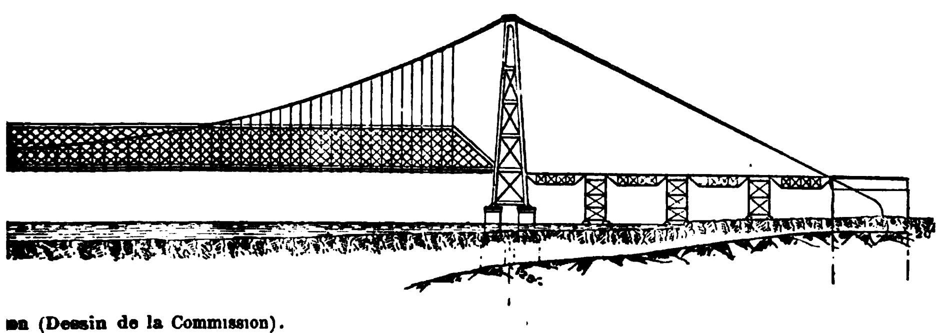
Là-même où le contreventement rivé n'a pas été adopté sans réserve, on a eu recours à des systèmes de goussets ou de consoles qui, assurant l'invariabilité des angles des entretoises avec les montants, réduisent la déformabilité du système (fig. 292 et 251).

Les ouvrages exécutés, depuis dix ans, par les grandes Compagnies, témoignent tous d'une tendance générale à l'adoption d'un système *mixte*, à *fermes articulées* et à *contreventement rigide*.

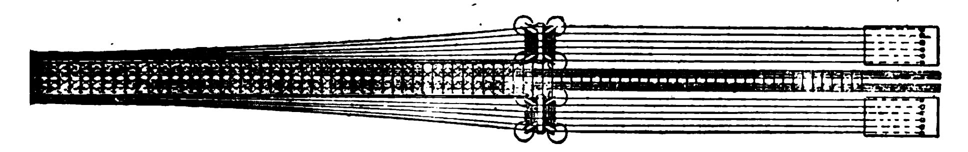
C'est que *seule* la rigidité du contreventement, en réduisant les déformations et, par suite, les efforts secondaires inconnus que peut produire l'action *perturbatrice* du vent, permet aux fermes articulées de prendre, sous l'action *normale* des charges, la position d'équilibre qui assure, dans leurs membres, la répartition rationnelle des efforts, conformément aux calculs théoriques.



onclusion. — Nous ne croyons pouvoir mieux faire, pour compléter ce parallèle, que de reproduire les quelques lignes suivantes, extraites d'un ancien album de la



…on (Dessin de la Commission).



Demi-plan du tablier.

Delaware Bridge Co, — maintenant Union Bridge Co, — compagnie qui s'est toujours signalée par la perfection de ses œuvres et qu'une égale pratique de la rivure et de l'articulation a mise à même de juger le débat avec impartialité :

« On a beaucoup écrit, dans chaque camp, sur le sujet, dans « un esprit de pure controverse, et les assertions générales ont « trop souvent tenu lieu d'arguments solides, fondés sur les résul« tats de l'expérience. On devait peut-être s'y attendre, dans une « question où l'on possédait fort peu d'expériences probantes, et « où chacune des parties était plus ou moins ignorante des bonne

« raisons de la partie adverse, ou se trouvait réduite, par une « pratique exclusive, aux applications limitées d'un système parti- « culier, *ce qui suffit pour fausser presque inévitablement le juge-* « *ment.* » Et l'auteur conclut que « la vérité se trouvera sans « doute, comme cela se passe en général, entre les extrêmes, » et qu'elle « sera l'œuvre des ingénieurs qui ne sont restreints, dans « leur pratique, ni par les idées préconçues, ni par les sujétions « particulières de leur situation. »

C'est vers cette *vérité moyenne* que tendent, en effet, de plus en plus, les ingénieurs américains, par l'adoption presque universelle des règles suivantes :

Pour les ponts de *chemin de fer*, *de petite portée,* il y a lieu de recourir aux systèmes rivés, de préférence aux systèmes articulés.

Les ponts rivés doivent résister par leur *masse* et par la complète *solidarité* de toutes leurs parties. Les poutres à âme pleine doivent donc être employées toutes les fois que des raisons spéciales ne s'y opposent point; à leur défaut, les poutres en treillis multiples sont les plus avantageuses.

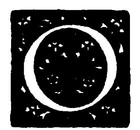
Au-dessous de 30 mètres d'ouverture, on ne doit *jamais, sur les voies ferrées,* employer de poutres articulées. La limite supérieure d'application des poutres rivées est matière à appréciation; elle varie, suivant les ingénieurs, entre 40 et 50 mètres.

Dans tous les autres cas, il y a lieu de recourir aux *systèmes articulés*. Les fermes doivent être *entièrement articulées;* mais le tablier peut, avec avantage, y être fixé d'une manière rigide, pourvu qu'il soit construit de manière à ne pas participer aux efforts des fermes. Les connexions fixes doivent être préférées aux connexions ajustables. Il y a lieu de supprimer les contre-tirants, en proportionnant en conséquence les membres exposés à des renversements d'efforts.

Enfin, les poutres articulées doivent avoir un contreventement *rigide*, toutes les fois que les circonstances permettent d'en exécuter l'ajustage et les rivures avec la perfection désirable : l'articulation doit disparaître du contreventement.

Nous citerons, pour terminer, comme un modèle de la cons-

truction actuelle, dans son entier développement, le pont de Bellefontaine (fig. 284-291 et Atlas), où M. G. Morison a réuni l'ensemble des plus récents perfectionnements signalés au cours de ce chapitre.



N ne peut, sans doute, jamais affirmer, — surtout dans un pays qui, comme l'Amérique, ne s'embarrasse pas, dans sa marche rapide, de la lourde entrave de la routine, — que l'erreur d'aujourd'hui ne puisse devenir la vérité de demain.

La rivure est évidemment appelée à rendre aux ingénieurs américains, dans des cas nouveaux, et même pour de grands ouvrages, des services qu'ils ne lui avaient pas encore demandés. L'exemple suivant le prouve :

Une commission, désignée par le Gouvernement pour l'examen des projets de ponts sur l'Hudson, choisie parmi les premiers ingénieurs de l'Amérique, partisans convaincus de l'articulation, et composée de MM. G. Bouscaren, W. H. Burr, Théodore Cooper et George S. Morison, et d'un ingénieur du Gouvernement, le major C. W. Raymond, U. S. A., vient d'admettre la construction d'un grand pont suspendu de 982 mètres de portée, dont la rigidité est due à l'emploi de *poutres rivées.*

Des deux projets en présence, et également approuvés, au point de vue technique, par la Commission, l'un était relatif au pont cantilever articulé, de 700 mètres d'ouverture principale, dont nous avons parlé antérieurement (p. 181); l'autre, à un pont suspendu rigide d'un type nouveau, composé de câbles flexibles, sans haubans inclinés, supportant une poutre rigide, tubulaire, en treillis rivé, divisée en deux travées de 472^{m},75 de longueur, 36 mètres de hauteur, de 30^{m},50 de largeur, articulées à leur jonction (fig. 293-294).

Mais si, dans leur recherche *impartiale* des solutions les plus rationnelles et les mieux appropriées aux circonstances, les ingénieurs américains n'hésitent pas à introduire, dans leurs ouvrages modernes, l'usage de la rivure, dans des cas où *l'articulation* était autrefois de règle, il serait faux d'en conclure, comme l'ont fait

quelques auteurs, qu'ils renoncent au *principe fondamental de leur art*.

Il semble, bien au contraire, — comme le montre, en particulier, la conversion récente à l'articulation d'une grande Compagnie de Chemins de Fer, jusqu'alors champion de la rivure (voir p. 206), — qu'ils soient, moins que jamais, disposés à adopter les procédés de construction contraires aux leurs, qui ont trouvé en Europe, au pont de Forth, leur manifestation la plus importante et, à maints égards, la plus critiquable.

III. — DÉTAILS DE CONSTRUCTION

Dans la plupart des charpentes américaines, chaque membre joue en général un rôle invariable et n'est exposé qu'à une seule nature d'efforts : compression ou tension. Toutefois, dans certains ouvrages spéciaux, comme les

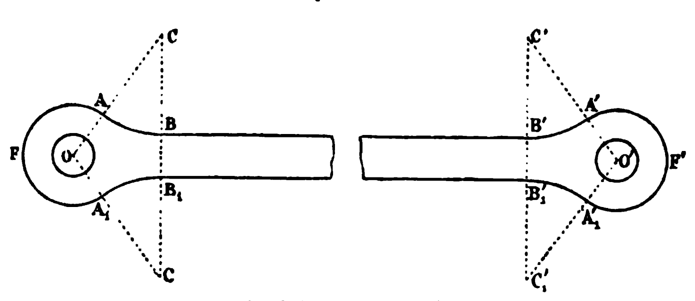


Fig. 295. — Barre à œils.

ponts tournants et les ponts cantilevers, et dans les fermes nouvelles, où l'on supprime les contre-tirants, certains organes sont appelés à résister à des efforts alternatifs.

Nous passerons donc successivement en revue : les *membres de tension (tension members)*, les *membres de compression (compression members)*, les membres à *travail alternatif* et les *chevilles (pins)*, qui servent à les assembler.

L'organe de tension essentiellement usité dans les poutres américaines est la *barre à œils (eye-bar)*.

On distingue, dans une barre à œils (fig. 295), le *corps (body)* ou tige de la barre ($BB_1.B'B'_1$,), et les *têtes (heads)* BB_1F et $B'B'_1,F'$, parties renflées, au centre desquelles se trouvent les *œils (eyes)* dans lesquels s'engagent les chevilles d'assemblage. La partie courbe (BA, B_1A_1), plus ou moins allongée, qui raccorde chaque tête avec le corps, s'appelle le *col (neck)*. Les semelles étendues des ponts articulés, en général exclusivement composées de barres à œils, forment ainsi de véritables chaînes de Galle.

Les membres de compression se composent au contraire de tôles et de fers profilés, réunis à l'aide de rivets et munis, à leurs extrémités, de *joues (cheeks)* percées d'œils, qui permettent de les assembler avec les autres membres des charpentes. Toutefois, les éléments successifs des semelles comprimées rectilignes, au lieu d'être reliés entre eux à l'aide d'articulations, sont souvent réunis *bout à bout* (voir page 159) à l'aide de couvre-joints rivés ou *éclisses (splices)*.

Les membres à travail alternatif se construisent comme les membres de compression, avec ou sans addition de barres à œils.

Les chevilles, qui sont seules employées pour réunir entre eux et avec les semelles les membres du réseau, ont une forme cylindrique et s'engagent à frottement doux dans les œils des diverses pièces à assembler.

VANT d'étudier en détail la construction de ces divers organes, il convient d'examiner le rôle que joue chacun d'eux dans les charpentes, et les conditions générales auxquelles ils doivent satisfaire.

La condition essentielle pour qu'une articulation matérielle jouisse des propriétés de l'articulation théorique, est que la cheville demeure rectiligne et perpendiculaire au plan de la ferme (page 208). Mais les efforts transmis par les organes, généralement robustes et peu nombreux, assemblés en un même nœud, ont nécessairement des valeurs importantes.

La bonne *compensation* de leurs actions sur la cheville est donc le problème capital de la construction américaine; et c'est la re-

cherche des moyens propres à l'obtenir, sans alourdir la construction, qui constitue la partie la plus importante et la plus délicate, tout à la fois, du dessin des poutres articulées.

On n'est pas absolument maître, en effet, de distribuer à volonté les divers éléments concourants. Si l'on considère un nœud quelconque (fig. 296) d'une ferme, en ce point aboutissent, forcément, deux éléments successifs de la semelle, un montant et un tirant. A ces *quatre* membres *essentiels* peut encore s'en ajouter un

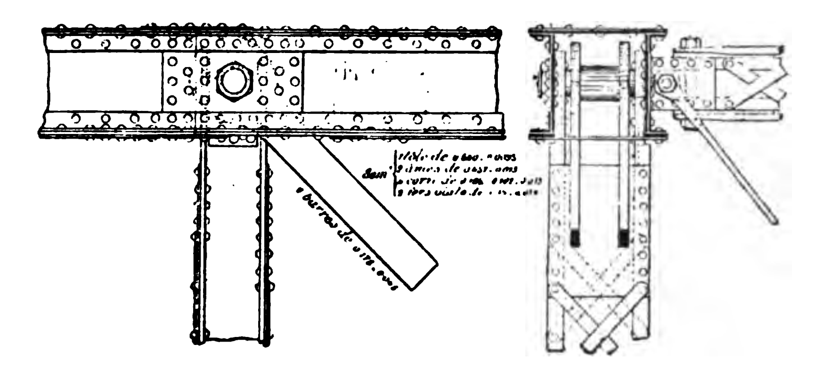


Fig. 296. — Pont de Bismarck. Nœud S_2 de la semelle supérieure,

supplémentaire : contre-tirant (fig. 297-298), sous-tirant ou sous-montant.

Si l'on décompose les efforts qui s'exercent dans les membres *du réseau* suivant deux directions, l'une normale, et l'autre parallèle à la direction de la semelle au nœud considéré[1], les premières composantes ainsi obtenues doivent évidemment se faire équilibre entre elles ; les secondes sont au contraire contrebalancées par es efforts développés dans les semelles. Il en résulte, *à priori*, que pour éviter la production, dans les chevilles, de moments fléchissants importants, il faut : 1° Que les tirants et les montants du réseau aient toujours leurs têtes juxtaposées ; 2° Que les membres du réseau, inclinés sur une semelle, soient également assemblés au

1. Il s'agit, ici, d'une semelle rectiligne ; mais, même dans le cas de semelles brisées, la résultante *normale* des efforts du réseau reste toujours *relativement* très faible et la règle qui suit s'applique dans tous les cas.

contact des éléments de celle-ci. Comme, d'autre part, les semelles

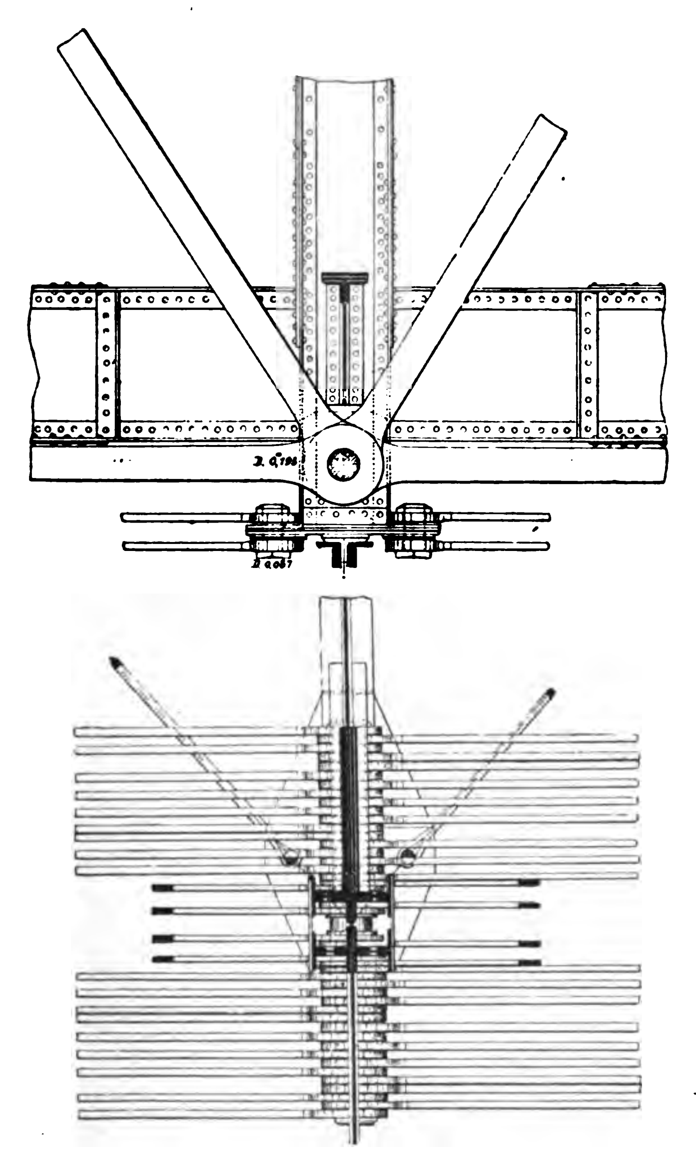


Fig. 297-298. — Pont de Cincinnati et Covington. — Nœud central de la semelle inférieure.

subissent généralement des efforts très supérieurs à ceux qui s'exercent dans le réseau et ont, par suite, des sections beaucoup plus

considérables, il s'ensuit qu'en un point quelconque des semelles étendues des ponts américains, les têtes des membres du réseau sont assemblées sur la partie médiane de la cheville et encadrées entre les barres de la semelle (fig. 297-298). Les membres du réseau s'assemblent de même, en principe, entre les âmes des semelles comprimées[1].

Le mode de construction de la semelle comprimée permet de limiter la longueur des chevilles de cette semelle, et même de leur donner des points d'appui intermédiaires en augmentant le nombre des âmes, ou en se contentant de les munir, au voisinage des nœuds, de joues auxiliaires. Le seul inconvénient de ces appuis multiples est de laisser planer quelque incertitude sur la répartition effective des efforts entre les appuis, quand leur nombre dépasse deux. Il ne peut toutefois résulter de là qu'un certain aléa dans la détermination de la résistance à donner à chacune des joues, la répartition des efforts dans l'ensemble de la semelle demeurant quand même symétrique.

Pour la semelle étendue, au contraire, la réalisation de la résistance voulue nécessite l'emploi d'un nombre approprié de barres à œils.

Dans les constructions anciennes, on employait généralement des barres de faible section qui étaient, par suite, très nombreuses. Les chevilles avaient un faible diamètre, mais elles atteignaient, en certains points des grands ouvrages, des longueurs considérables (fig. 255 et 299) : 1m,70 par exemple au pont de Niagarafalls dont l'ouverture principale est de 150 mètres; 1m,80 (fig. 297-298) à la travée de 165 mètres du pont de Cincinnati et Covington.

Nous avons cité antérieurement (page 168) la double corde employée par l'Edgemoor Bridge Co., pour atténuer cet inconvénient dans les grandes travées de Wheeling et de Ceredo. Mais, ainsi que nous l'avons dit, le bénéfice d'un tel système est forcément très limité et compensé d'ailleurs par des inconvénients sérieux. Aussi

1. Une seule exception doit être faite, pour les nœuds situés au sommet des montants extrêmes, en raison de l'importance des efforts *verticaux*, transmis par ces membres. Voir : Chevilles.

préfère-t-on en général, maintenant, recourir à des barres plus massives, assemblées à l'aide de chevilles de fort diamètre, mais dont la longueur se trouve, dès lors, beaucoup réduite.

Il semble, *à priori*, que, pour obtenir une bonne compensation des efforts, il soit avantageux de les diviser, en les répartissant entre un grand nombre de barres de faible section. Il paraît alors facile, en alternant les efforts de sens contraires, de corriger, au fur et à mesure, les flèches que tendrait à prendre le pivot. Mais,

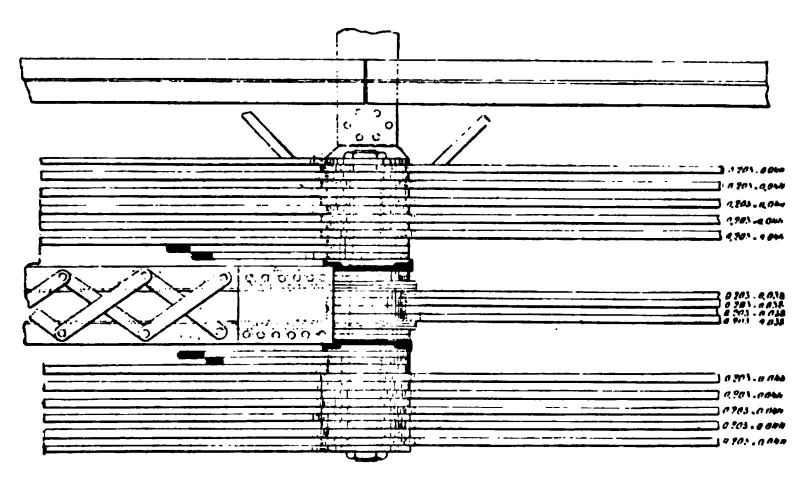


Fig. 299. — Pont de Niagara (Nœud S_8 Plan).

en pratique, la longueur des chevilles, résultant du grand nombre des têtes juxtaposées, et la faible section que le calcul conduit à leur donner, en raison du peu d'importance des efforts transmis par chaque barre, en font des organes facilement déformables.

Or il est évident que l'on ne peut pas s'affranchir *absolument* de toute déformation, soit statique, à la longue, soit dynamique, par suite de la transmission *progressive, et non instantanée,* des efforts par les chevilles. Il est, en particulier, une cause de flexion que l'on *ne peut pas éviter,* dans les *trop longues* chevilles des semelles étendues, c'est celle qui résulte d'une courbure *quelconque* de ces semelles. Et toute déformation des chevilles altère la répartition des efforts.

Les barres de forte section ont permis au contraire, dans un grand ouvrage comme le pont de Memphis, de réduire à $1^m,83$ (fig. 300-301) et même à $1^m,70$ (voir l'Atlas) la portée des chevilles, à l'aplomb des appuis de la travée de 240 mètres. Et les chevilles robustes qui y sont employées, — dans certaines desquelles le diamètre atteint jusqu'à 1/4 de la longueur, — peuvent être considérées comme *pratiquement indéformables*.

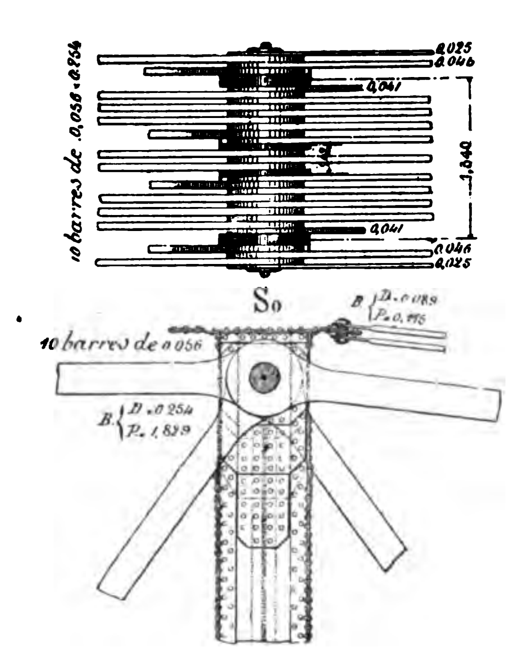


Fig. 300-301. — Pont de Memphis (Nœud sur la pile II).

L'emploi de pièces de trop grandes dimensions prête néanmoins à certaines critiques. Le poids qu'elles atteignent exige un outillage plus puissant, qui augmente les difficultés de fabrication et d'emploi et, par suite, le prix de revient et de mise en œuvre. Indépendamment de la peine que l'on éprouve pour obtenir un métal bien homogène, lorsque le volume de la loupe ou du lingot devient trop considérable, les essais faits sur des éprouvettes donnent des résultats moins probants, quant à la résistance du métal parvenu à sa forme définitive. Les essais de pièces achevées exigent d'ailleurs des machines extrêmement puissantes qui peuvent faire défaut : un certain nombre de barres, destinées à quelques-uns des grands ouvrages construits il y a quelques années, n'ont pu, pour ce motif, être essayées jusqu'à la rupture. Les grandes dimensions d'organes *massifs*, comme les barres à œils, permettent moins facilement de les obtenir exempts de défauts, et la reconnaissance de ces défauts, à l'inspection, devient d'ailleurs plus difficile ; en-

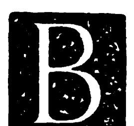
fin le laminage est forcément moins efficace et le métal ne révèle que plus ou moins affaiblies, aux essais de pièces achevées, les qualités des éprouvettes.

Nous mentionnerons encore, mais pour mémoire seulement, l'avantage que présenterait le grand nombre des barres, en cas de rupture de l'une d'elles, — un semblable accident n'ayant jamais été constaté en Amérique.

Donc, difficultés de fabrication et de mise en œuvre, augmentation de la dépense, connaissance moins exacte du métal et perte d'une partie de ses qualités, tels sont, en résumé, les inconvénients de l'emploi d'organes trop volumineux.

Il convient toutefois de remarquer que ces critiques sont surtout théoriques et que la généralisation de l'emploi de l'acier et le perfectionnement des divers procédés de fabrication permettent maintenant d'obtenir des barres en acier de dimensions à peu près quelconques[1], qui ne le cèdent en rien, à aucun point de vue, aux meilleures barres en fer des anciens ouvrages et qui présentent, en outre, cet avantage capital, de donner, aux essais, des résultats beaucoup plus comparables, où l'on n'a plus à signaler qu'*exceptionnellement* des ruptures de têtes.

Les remarques que nous avons faites ne sont toutefois pas purement spécieuses : il y a, en fait, toujours intérêt à se garder des exagérations et à proportionner les dimensions des organes à la grandeur des ouvrages dont ils font partie.



arres à œils. — On donne généralement aux barres une épaisseur variant entre le quart et le cinquième de leur largeur.

Dans les ouvrages anciens, en raison du nombre limité des cannelures que présentaient les cylindres des laminoirs, on était parfois obligé, pour obtenir la section demandée, de faire varier

1. — La longueur des plus grandes barres dépasse maintenant 15 mètres; leur section atteint 15,494 millimètres carrés ($0^m,25 \times 0^m,061$); elles pèsent plus de deux tonnes. Les plus fortes chevilles ont $0^m,356$ de diamètre. Celles du pont de Memphis, qui ont $1^m,40$ de longueur, pèsent 1,100 k.

l'épaisseur en dehors de ces limites moyennes; mais les laminoirs universels permettent maintenant d'obtenir des proportions quelconques.

On peut être toutefois amené à donner aux barres d'un même membre des épaisseurs diverses, tout en leur conservant même largeur, afin d'arriver à une meilleure compensation des efforts sans nuire à l'apparence; on trouve ainsi, quelquefois, des barres dans lesquelles le rapport de l'épaisseur à la largeur atteint 1/3 ou s'abaisse à 1/6.

Enfin les sections carrée et ronde sont fort employées dans les tringles légères de contreventement, dont elles augmentent la rigidité.

Mais, d'une manière générale, les barres trop épaisses doivent être évitées, parce qu'elles augmentent les moments fléchissants imposés aux boulons et qu'elles tendent, dans les fermes, à former une chaînette accentuée; les barres minces se prêtent à un laminage plus intime et fléchissent moins sous l'action de la pesanteur, mais elles sont exposées à se *voiler* et sont sujettes à vibrer, au passage des charges roulantes.

Les têtes sont les parties délicates de la barre à œils. La détermination analytique de la forme la plus convenable à leur donner est un problème compliqué ; et les résultats d'une semblable analyse ne peuvent d'ailleurs présenter qu'un intérêt spéculatif, attendu que pour soumettre la question au calcul on est forcé de faire des hypothèses qui peuvent être très différentes des conditions dans lesquelles les barres travaillent réellement. Les Américains, en cela, comme dans tout le reste de leur art, ont donc procédé par la voie expérimentale ; et s'ils sont arrivés, maintenant, à construire des barres qui ne se brisent plus, aux essais, qu'exceptionnellement dans la tête, c'est à la méthode féconde des essais en grandeur d'exécution et au patient labeur de plus de vingt années d'expériences suivies qu'ils le doivent.

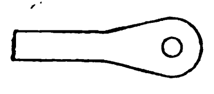
Mais au début — et il y a dix ans encore — il eût été impossible de déduire de la pratique américaine une règle quelconque.

Si certaines Compagnies n'emploient guère, depuis de longues années, dans leurs grands ouvrages, que des barres à tête circu-

laire, dont la couronne, limitée par un cercle concentrique à l'œil, se raccorde par une courbe plus ou moins allongée avec le corps de la barre, d'autres, au contraire, et non des moindres, ont préféré pendant longtemps donner aux têtes un contour ovale, présentant un renflement de matière au sommet et au col.

La forme du col ne variait d'ailleurs pas moins que celle de la couronne : c'était tantôt un arc de cercle de petit rayon, tantôt un arc de grand rayon, tantôt même un raccord rectiligne. Cette dernière forme, longtemps employée par la Keystone Bridge Co, et rappelant la boucle, origine de l'œil, était fort rationnelle ; on donnait alors aux faces rectilignes une inclinaison de 15° sur l'axe de la barre, inclinaison dont les expériences avaient révélé l'avantage (fig. 302).

Tous les constructeurs ne réussissaient d'ailleurs pas également dans cette spécialité. En 1886, trois seulement des grandes Compagnies étaient à même de satisfaire aux conditions imposées par les bonnes spécifications de l'époque.


Fig. 302. — Ancienne barre Keystone.

C'est que la fabrication très délicate des barres à œils exige, indépendamment d'un métal de choix et des soins les plus minutieux, une expérience que les Compagnies anciennes possédaient seules, et un matériel considérable, dont la puissance est une condition essentielle de succès, et dont les entreprises prospères pouvaient seules faire les frais.

D'une manière générale, les conditions de résistance de la cheville et la nécessité de limiter à une valeur convenable la pression spécifique sur l'intrados de l'œil déterminent le diamètre de la cheville ; et la forme de la couronne se déduit, à l'aide de certaines règles empiriques, de ce diamètre et de la largeur du corps de la barre.

Mais ces règles ont beaucoup varié, suivant les ingénieurs et les compagnies, et ne s'accordaient guère qu'en deux points : 1° l'épaisseur des têtes était prise égale, ou très peu supérieure à celle du corps de la barre ; 2° on donnait à la couronne un excès de section transversale variant, par rapport au corps de la barre, de 30 °/₀ à 100 °/₀ et même davantage.

MM. Bender, C. Macdonald et surtout M. Shaler Smith ont cherché, dès les débuts, à déterminer par l'expérience la forme la plus convenable pour les têtes. M. W. H. Burr a traité la question par l'analyse [1].

Pour la construction du pont de Saint-Charles, en 1868, et du viaduc du Kentucky River, en 1875, M. Shaler Smith procéda à de très nombreuses expériences dans le but de déterminer la forme des têtes des barres à œils. Dans le premier cas, les têtes étaient forgées séparément et soudées au corps de la barre : 57 barres, en grandeur d'exécution, furent brisées dans le cours de ces essais. Dans le second cas, les têtes étaient forgées, sans soudure, à la presse hydraulique : 54 barres furent rompues dans cette seconde série d'épreuves. Dans chaque cas, les proportions des têtes n'étaient admises que lorsque trois barres du modèle à l'essai avaient été brisées consécutivement sans présenter une rupture de têtes.

A la suite de ces expériences, M. Shaler Smith formula les règles suivantes :

1. Lorsque le diamètre de l'œil augmente par rapport à la largeur du corps de la barre, il est nécessaire d'augmenter la section transversale de la tête, pour conserver à celle-ci la même résistance.

2. Dans les têtes forgées à la presse hydraulique, c'est sur le diamètre transversal que se trouve le point faible de la tête : la section transversale est donc la donnée essentielle, et il y a lieu de compléter la tête en lui donnant un contour circulaire.

3. Dans les têtes forgées au marteau pilon, il est nécessaire de fixer deux dimensions : la section transversale et la section frontale.

4. Une cheville doit avoir un diamètre au moins égal à 0,66 de

1. — La méthode de M. Burr (Transactions de la Société des ingénieurs civils d'Amérique, vol. VI, p. 127), bien qu'elle ne soit qu'approchée et repose sur des hypothèses non vérifiées, est fort compliquée et ne peut mener à aucune application pratique.

la largeur d'une barre donnée, pour rompre sûrement celle-ci aux essais, ou en utiliser toute la résistance [1].

Le tableau suivant résume les règles ci-dessus, que M. Shaler Smith a appliquées jusqu'à la fin de sa vie. Les divers éléments sont donnés en fonction de la largeur de la barre, prise pour unité.

CORPS DE LA BARRE		DIAMÈTRE de la cheville.	SECTION DE LA TÊTE		CORPS DE LA BARRE		DIAMÈTRE de la cheville.	SECTION DE LA TÊTE	
Largeur.	Épaisseur.		Soudée.	Non soudée.	Largeur.	Épaisseur.		Soudée.	Non soudée.
1	0.20	0.67	1.33	1.50	1	0.55	1.28	1.50	1.60
1	0.25	0.77	1.33	1.50	1	0.60	1.36	1.55	1.72
1	0.30	0.86	1.40	1.50	1	0.65	1.43	1.60	1.76
1	0.35	0.95	1.50	1.50	1	0.70	1.50	1.67	1.85
1	0.40	1.04	1.50	1.50	1	0.80	1.61	1.67	1.95
1	0.45	1.12	1.50	1.53	1	0.90	1.77	1.70	2.05
1	0.50	1.20	1.50	1.56	1	1.00	1.90	1.76	2.21

Pour dessiner le contour des têtes non soudées, on traçait, concentriquement à l'œil, un cercle de rayon égal à la demi-somme du diamètre de la cheville et de la section de la tête, et on le raccordait avec le corps de la barre par des arcs de cercle de même rayon (fig. 303).

Dans le cas de barres à têtes soudées, on portait transversalement une longueur *cb* *c'b'* égale à la moitié de la section de la tête, donnée par la table, puis on prenait sur l'axe de la barre, en *gf*, une longueur égale au diamètre de l'œil, et l'on joignait *gb* et *gb'* par des arcs de cercle ayant leur centre sur *bb'*. Le raccordement de la tête avec le corps était alors tracé avec un rayon égal à une fois et demie le rayon de ces arcs (fig. 304).

Il semble difficile d'expliquer par des considérations théoriques

1. — Cette dernière remarque repose sur l'observation qu'un cylindre de métal ayant une limite d'élasticité donnée, à la tension, subit, *sans déformation permanente*, une flexion exposant la fibre extrême à un effort égal à une fois et demie cette limite. C'est pour avoir ignoré le rôle véritable des chevilles que les ingénieurs anglais ont dû abandonner leurs premiers essais de construction articulée (Viaduc de Crumlin).

la différence des formes données aux têtes, et surtout l'excès d'épaisseur du sommet, dans les têtes soudées. On peut toutefois admettre que, dans le cas de barres en fer fibreux, l'excès de section en avant de l'œil était justifiable, en général, par suite de la moindre résistance du fer transversalement aux fibres. D'autre part, dans les têtes forgées ou refoulées, le travail du refoulement ou du forgeage dérange ou détruit les fibres et affaiblit, par suite, le métal, tandis que le nerf en est beaucoup moins altéré dans les têtes obtenues par laminage direct.

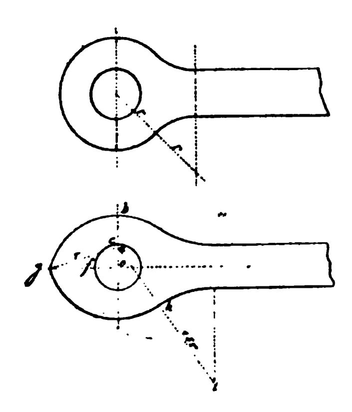


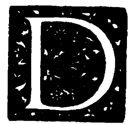
Fig. 303-304. — Tête des barres d'après M. Shaler Smith.

Les coefficients ne varient pas d'une manière absolument régulière. Mais M. Shaler Smith les donnait comme le résultat brut de ses expériences, dans lesquelles, disait-il lui-même, « les barres avaient refusé de se rompre d'après une formule ».

Les barres à têtes soudées sont maintenant *absolument proscrites* par tous les cahiers de charges. Les barres doivent toujours être obtenues d'une seule pièce, par l'un des procédés que nous décrirons au chapitre X. La soudure est en elle-même un point faible, un vice de construction; elle est fort difficile à obtenir sans défauts, pailles ou criques ; et alors même que ces défauts seraient évités, l'absence d'homogénéité du métal au voisinage de la soudure, le froissement des fibres du fer, les dangers d'écrouissage de l'acier, ne sont qu'imparfaitement compensés par un excès de section et suffisent à la faire rejeter.

Néanmoins, la soudure électrique, inventée par M. Elihu Thomson, semble exempte des défauts de l'autosoudure au feu de forge : d'après les expériences de l'arsenal de Watertown, où se font, en grande partie, les essais de métaux, les barres soudées par ce procédé présentent autant de résistance à la soudure qu'en aucun autre point de la tige. Il n'en a toutefois pas encore été

fait d'application pour la fabrication des barres à œils, et l'industrie dispose maintenant de moyens qui ont permis jusqu'ici de s'en passer. Il pourrait néanmoins rendre des services, pour des barres de dimensions inusitées, en permettant de les faire en plusieurs parties, ou pour remplacer la rivure des contre-tirants, récemment substituée aux dispositifs ajustables [1].



ANS ces dernières années, les pratiques diverses des Compagnies de construction ont tendu à s'unifier, à la suite des expériences innombrables et très soignées faites, chaque fois que l'on construit un nouveau pont, dans les ateliers des Compagnies ou de l'État.

On admet maintenant que, dans une barre de *fer bien fabriquée,* la section de la tête ne doit pas présenter sur celle du corps de la barre un excès de plus de 50 °/₀.

Nous donnons à la fin de ce chapitre (annexe n° 1) un tableau fournissant les éléments de barres fabriquées, en 1886, par la Keystone Bridge Co, qui produisait, à cette époque, la majeure partie des barres à œils en *fer*. Dans ces barres, les têtes obtenues par le procédé des *mises (piling)*, ont encore une forme allongée (fig. 305). Mais la tête est limitée, comme la figure l'indique, par les deux moitiés d'une même circonférence, réunies par leurs tangentes communes, et raccordées au corps de la barre au moyen d'arcs de cercle.

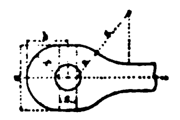


Fig. 305. — Barre en fer (Keystone).

L'allongement C donné à la tête est beaucoup réduit : il varie de $3^{mm},2$, pour les barres de 0,064, à 31^{mm}, pour les barres de $0^{m},203$.

D'autres compagnies donnaient, à la même époque, une tête circulaire aux barres en fer.

Mais *on ne fabrique plus, maintenant, de barres à œils en fer.* Les ingénieurs américains ont longtemps conservé, même dans les ponts en acier, l'usage du fer pour les parties exposées à des chocs

1. — On a récemment remplacé par la soudure bout à bout l'éclissage des rails de certaines lignes de tramways électriques.

ou à des vibrations, comme le contreventement, le tablier, les *suspendeurs (suspenders)* auxquels celui-ci est quelquefois fixé. Mais ils ont maintenant complètement abandonné l'usage du fer, au moins pour les barres à œils. Il était impossible en effet d'obtenir, avec ce métal, en dépit de la fabrication la plus soignée, des barres homogènes, se comportant aux essais d'une manière régulière et comparable, et se rompant sûrement dans le corps, plutôt que dans la tête.

Aussi l'acier est-il *exclusivement* employé pour les barres à œils, depuis que le prix s'en est assez abaissé pour en rendre l'emploi aussi économique, sinon davantage, que celui du fer.

La couronne *circulaire*, raccordée avec le corps par des *arcs de cercle*, est exclusivement usitée pour les têtes ; et les barres fabriquées par les diverses Compagnies ne diffèrent plus guère que par de légères variations de *l'excès* de section de la couronne, ou du *rayon du col*, suggérées par l'expérience particulière à chacune.

Le tableau ci-après donne les proportions adoptées, en 1886, par M. Shaler Smith, pour les barres en acier du pont de Lachine, sa dernière œuvre.

DIAMÈTRE DE LA CHEVILLE	LARGEUR DE LA BARRE	SECTION SOLIDE DE LA TÊTE EN TRAVERS DE L'ŒIL	
		Têtes refoulées ou barres sans soudures.	Têtes obtenues par laminage direct.
0.67	1.0	1.50	1.33
0.75	1.0	1.50	1.33
1.00	1.0	1.50	1.50
1.25	1.0	1.60	1.50
1.33	1.0	1.70	1.60
1.50	1.0	1.85	1.67
1.75	1.0	2.00	1.67
2.00	1.0	2.20	1.75

Mais on a été conduit à reconnaître, depuis, qu'un trop grand excès nuisait à la résistance des têtes et qu'il y avait lieu de le réduire. On se contente donc, en général, maintenant, d'un excès d'environ 40 °/₀ qui s'abaisse, dans certains cas, jusqu'à 30 °/₀ et

même 25 °/₀. On peut d'ailleurs aller encore plus loin : M. Joseph M. Wilson rapporte les résultats satisfaisants obtenus avec des barres d'expérience de l'Edge Moor, dans lesquelles l'excès variait entre 26 °/₀ et 21 °/₀, et qui pourtant, aux essais, se rompirent toutes dans le corps. M. Wm. Sellers cite même l'exemple de barres de la même provenance où l'on avait poussé avec succès la réduction jusqu'à 12 5/8 °/₀, et en conclut à la suffisance théorique d'un excès de 10 °/₀.

Nous donnons à la fin de ce chapitre (Annexes II à VI) des tableaux où se trouvent tous les éléments des barrres actuellement fabriquées d'une manière commerciale par les principales compagnies des Etats-Unis : Union, Carnegie (précédemment Keystone), Phœnix, Edge Moor, Pencoyd.

Dans ces barres, l'épaisseur de la tête est généralement égale à celle du corps, et ne la dépasse, en aucun cas, de plus de 1^{mm},6; et le rayon de la courbe du col est égal au diamètre de la tête. On obtient ainsi un raccordement allongé, dont l'expérience a démontré l'avantage. L'excès varie au contraire dans d'assez larges proportions; mais d'une manière générale, et toutes choses égales d'ailleurs, l'excès peut être d'autant plus réduit que le métal est de qualité supérieure et que la fabrication est plus soignée.

Il y a toutefois lieu de tenir compte, dans l'appréciation des résultats que donnent, aux épreuves, les barres à œils, de deux éléments capitaux dont on a longtemps méconnu l'influence : le diamètre de l'œil et le jeu qui existe entre l'œil et la cheville.

Fig. 306.

En effet, la tête d'une barre à œils n'est pas exposée aux mêmes efforts qu'une boucle formée d'un câble flexible, ou même d'une barre rigide, qui s'appuierait, *sans jeu*, sur la cheville. Dans une telle boucle, il ne se produirait que des *tensions*; et, en supposant le métal incompressible et inextensible, l'effort de tension serait constant et égal à $\frac{F}{\cos \alpha}$, si la barre subit une tension 2 F. (fig. 306). Les têtes usuelles ont, au contraire, la forme d'une couronne élastique, et pour peu que la cheville ait le moindre jeu dans l'œil, ce qui est *nécessaire* pour permettre le montage, la loi de répartition des

efforts y est complètement différente de ce qu'elle serait dans une boucle. C'est seulement lorsqu'on pousse les épreuves au delà de la limite d'élasticité et lorsque le métal s'allonge suffisamment avant de céder, que les efforts tendent à se réduire à des tensions.

En fait, lorsqu'aux essais une barre se rompt dans la tête, à moins de mauvaise qualité du métal ou de vice de construction, la cassure se produit toujours en A, en B ou en C (fig. 307). Les ruptures au sommet A de la tête se rencontraient surtout dans les anciennes barres, à tête allongée. Aux essais faits, en particulier, pour la construction du pont en acier de Bismarck, on constata ce phénomène remarquable, que des cassures, prenant naissance en ce point, cessaient de se développer quand elles avaient atteint une certaine profondeur, et que la barre *se rompait ailleurs* : preuve évidente qu'un excès de métal peut avoir pour effet une diminution de la résistance et que les formes allongées sont vicieuses.

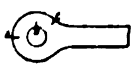


Fig. 307.

Les cassures en C, dans le col, se manifestaient, avec les mêmes barres et dans les barres à têtes circulaires, lorsque le rayon du col était trop court.

Le point B, sommet du diamètre transversal de l'*œil*, est au contraire le point *naturellement* faible des têtes des barres à œils. Si la résistance d'une tête est insuffisante, bien que la forme soit bonne et le métal homogène et de bonne qualité, c'est en ce point que doit normalement se produire la rupture.

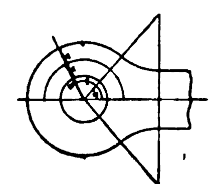


Fig. 308.

On peut démontrer [1] que, dans une tête *circulaire*, l'effort spécifique f dû à la flexion, en un point de la fibre extrême défini par son angle θ, (fig. 308) est représenté par l'expression :

$$f = \pm \frac{K E j v}{(R + v)^2} \varphi (\theta, \alpha, \text{etc...})$$

où E est le coefficient d'élasticité,

1. — Nous jugeons inutile de donner ce calcul, qui ne présente qu'un intérêt spéculatif.

j le jeu *total*,
v la demi-largeur de la couronne,
R le rayon de l'œil,
K un coefficient constant, qui a pour valeur 1/2 si l'on admet que le métal soit inextensible et incompressible,

et φ (θ, α...) une fonction du degré 0 des données du problème.

Sans discuter autrement cette formule, il en résulte, à *priori*, qu'il y a *théoriquement* intérêt, toutes choses égales d'ailleurs, pour réduire l'effort f, à augmenter le rayon R de l'œil, et à rendre le jeu j aussi petit que possible.

Les constructeurs américains ont en effet été amenés, *par l'expérience*, à des conclusions semblables.

On a reconnu, d'abord, que la proportion fixée par M. Shaler Smith, eu égard aux conditions de résistance de la cheville seule, n'était pas la plus favorable à la résistance des têtes, et qu'on obtenait de meilleurs résultats en augmentant le diamètre de l'œil.

On tend de même à réduire de plus en plus le jeu de la cheville dans l'œil.

Mais il faut se garder, en ce cas, comme dans la plupart des applications de la mécanique, des déceptions auxquelles mène infailliblement la stricte observation de formules mathématiques, qui peuvent difficilement tenir compte de toutes les conditions d'un problème pratique. Tant de causes influent, en particulier, comme nous le verrons au Chapitre X, sur la résistance définitive du métal, dans la fabrication des têtes des barres à œils, qu'il y a lieu de réduire autant que possible l'importance des changements de forme qu'on lui impose et d'éviter les dispositions qui l'exposeraient à un trop grand refroidissement pendant l'opération.

Le diamètre de l'œil doit donc être limité pour ce motif, et aussi pour ne pas augmenter inutilement le poids des ouvrages. On prend, en général, maintenant, pour *diamètre de l'œil la largeur du corps de la barre*, — au lieu des deux tiers de cette largeur.

Il y a de même lieu de ne pas réduire exagérément le jeu, car il est essentiel, — et toujours spécifié d'ailleurs, — que la cheville pénètre *librement* dans les œils des pièces à assembler.

D'ailleurs, si le jeu était trop faible, il se produirait rapidement des coincements, et, par suite, des moments fléchissants dans les membres. Le jeu *total,* que l'on limitait autrefois à $0^m,00050$, s'abaisse souvent maintenant à $0^m,00025$ ou $0^m,00020$. Ce n'est pas l'extrême minimum que l'on puisse atteindre, mais c'est la limite à laquelle on s'arrête actuellement dans les meilleures constructions. Et l'on doit convenir qu'un semblable jeu présente peu d'inconvénients, si l'on songe que les articulations sont toujours garnies d'un mélange de céruse et de suif, qui le réduit encore en deçà de sa valeur théorique.

Il n'en est pas moins évident, autant d'après la formule qu'en raison des conditions pratiques de la fabrication, qu'entre des barres de même modèle, mais de dimensions différentes, les plus grandes réunissent les conditions les plus favorables : c'est la justification des essais en vraie grandeur, qui peuvent seuls donner des indications utiles sur la résistance véritable des organes, — comme d'ailleurs, dans un ordre d'idées plus général, sur la valeur pratique des méthodes et des théories.

Nous citerons à l'appui un seul exemple, qui suffit pour justifier les remarques qui précèdent : au pont en acier de Cairo, achevé en 1889, on fit porter les essais en vraie grandeur sur 102 barres de toutes dimensions, prises au hasard dans les livraisons faites par les usines. Les essais furent tous, sauf un, poussés jusqu'à la rupture. Or *cinq* barres seulement se rompirent dans la tête et, sur celles-ci, *quatre* étaient *des plus faibles échantillons* et une *d'échantillon moyen*. L'examen de la fracture révéla d'ailleurs, *dans tous les cas,* que la rupture avait eu pour cause une *paille ou une soufflure*.

Les barres à œils *en acier* fabriquées de nos jours ne se rompent donc plus dans les têtes qu'*exceptionnellement* et seulement par suite de *défauts accidentels*.

On conserve encore, pour les tringles de faible section, les têtes anciennes, en forme de boucles. Mais la portée par laquelle elles s'appuient sur les chevilles est toujours alésée, de manière à présenter une surface d'appui parfaite.

Nous avons dit que les barres composant un même membre

sont, en principe, parallèles. En fait, les sujétions de la construction et, en particulier, les conditions imposées par la compensation des efforts sur les chevilles, ne permettent pas toujours d'obtenir un parallélisme rigoureux, qui d'ailleurs n'est *pas nécessaire*. Il suffit, en pratique, que les membres soient rigoureusement symétriques par rapport au plan de la ferme dont ils font partie. On limite néanmoins toujours à une faible valeur l'obliquité des barres. Lorsque l'angle qu'elles font avec ce plan est *insignifiant*, il est inutile d'en tenir compte; les barres sont suffisamment flexibles pour prendre d'elles-mêmes la forme voulue, sans qu'il en résulte dans le partage des efforts un trouble supérieur à celui qu'entraînent forcément les légères différences d'élasticité des barres juxtaposées. Mais lorsque l'inclinaison des barres sur le plan des fermes atteint 1/100 (1/8″ par pied), on ploie *à chaud, suivant une courbe douce (gentle curve),* le col, à l'angle voulu, de telle manière que les têtes demeurent toujours normales aux chevilles, et on donne au corps de chaque barre l'excès de longueur nécessaire pour qu'en projection sur le plan de symétrie toutes les barres d'un même membre aient une *même longueur*, *à la même température*.

On n'admet d'ailleurs dans aucun cas que le centre de l'œil, qui doit toujours rester sur l'axe de la barre, s'écarte, sur cet axe, à plus de 1 millimètre du centre de la couronne.

On a proposé, pour le cas où la direction des barres s'écarterait fortement du plan perpendiculaire aux chevilles, de percer les œils obliquement, au lieu de ployer les têtes, et de maintenir celles-ci en place, sur la cheville, à l'aide de bagues de calage de forme appropriée. Mais on ne rencontre jamais, dans les fermes, de cas où l'obliquité des barres soit suffisante pour justifier cette disposition compliquée et peu satisfaisante; et, pour le contreventement, il existe des modes classiques d'assemblages qui dispensent d'y avoir recours.

Il résulte de cette étude que, si le perfectionnement des procédés métallurgiques peut encore permettre de réaliser quelque allégement ou quelque amélioration des têtes, s'il n'est pas impossible même que l'on trouve pour ces organes fondamentaux une

forme plus complètement rationnelle, les règles actuellement suivies par les grandes Compagnies, pour la construction des barres à œils, donnent, dès maintenant, toutes les garanties désirables, puisqu'elles permettent de fabriquer couramment, et à bas prix, des barres capables de satisfaire pleinement aux conditions les plus rigoureuses imposées par les cahiers de charges.



Barres ajustables. — Les barres et tringles ajustables s'emploient dans les contre-tirants et dans le contreventement.

L'ajustabilité des contre-tirants a pour but de tendre ces organes, afin de leur permettre de fonctionner sans choc, quand ils entrent en jeu par suite de dissymétrie de la surcharge. La flexion d'une poutre métallique, sous son propre poids, a pour effet de raccourcir, dans chaque panneau, les diagonales suivant lesquelles sont disposés les contre-tirants. Il en résulte que ces contre-tirants doivent être ajustés *après montage*. L'ajustabilité du contreventement a, au contraire, pour seul but de permettre d'établir celui-ci exactement à la demande des fermes, et de lui donner une certaine tension initiale destinée à raidir la construction ; la flexion de la poutre n'a d'ailleurs que peu d'effet sur la longueur de ses organes. Ceux-ci peuvent dès lors, sans grand inconvénient, être réglés pendant le montage. Il en résulte que les dispositifs d'ajustage employés dans les deux cas sont souvent différents.

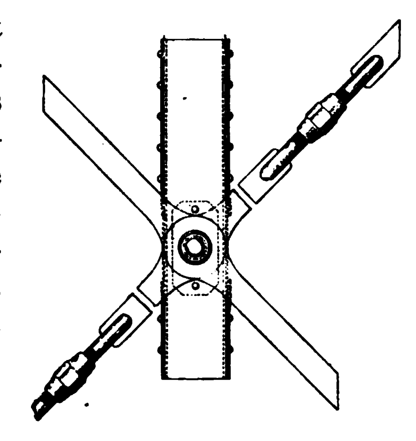


Fig. 309. — Tendeur à double pas de vis (Pont de Rulo).

Dans les contre-tirants, on a recours aux *tendeurs à manchon* ou à *double pas de vis* (*sleeve-nuts*) (fig. 309). Ce système présente cet inconvénient, que les vibrations peuvent en altérer le serrage : pour ce motif, on préfère généralement, dans le contreventement, les

tendeurs à manille (*clevises*) (fig. 310-311), bien que la fabrication de ces tendeurs, en fer ou en acier estampé, soit délicate, et que l'emploi en complique le montage des ponts. On trouvera à la fin de ce chapitre (annexes VII et VIII) deux tableaux donnant les éléments des tendeurs à manchon et à manille, tels que les exécute actuellement la Carnegie Steel Co.

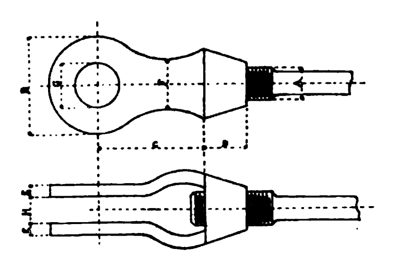


Fig. 310-311
Tendeurs à manille (Carnegie).

La seule remarque nouvelle à faire, au sujet de ces organes, est relative au filetage. Le filet n'est *jamais* pris sur la section courante. Il est en effet de règle *absolue*, en Amérique, que dans toute tige métallique, à l'exception des boulons, la partie filetée doit avoir une section *effective supérieure* à la section courante, afin

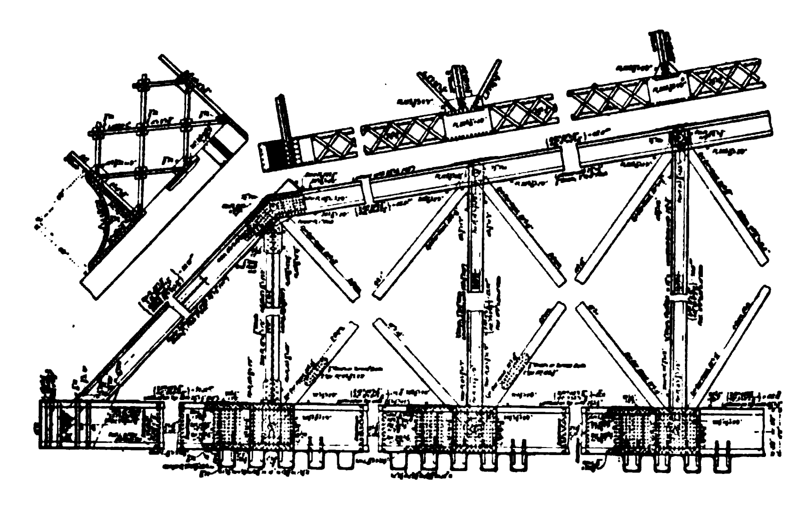


Fig. 312. — Pont tournant de 118m,56 d'ouverture sur le Harlem
(N. Y. C. & H. R. R. R.)

de présenter une résistance *égale* à celle du corps. Le renflement nécessaire s'obtient par refoulement, et c'est pour tenir compte de l'affaiblissement résultant de cette opération qu'on est conduit à donner à la partie filetée un léger excès de section. L'annexe n° IX

donne la valeur adoptée, dans les différents cas, pour cet excès, par la Carnegie Steel Co, à la suite de nombreuses expériences.

Dans de récents ouvrages, on a supprimé les tendeurs à vis dans les contre-tirants, et l'on a réuni invariablement, à l'aide d'éclisses rivées, les segments de ces organes, ajustés après montage. La fig. 312 représente la disposition adoptée au pont sur le Harlem.

C'est un acheminement vers la suppression complète des contre-tirants, déjà adoptée par quelques ingénieurs.

**aillons.** — Il arrive quelquefois que, pour diminuer le nombre des barres à assembler sur une cheville déterminée, on soit amené à les faire aboutir à un organe auxiliaire, nommé *maillon* ou *lien* (*link*), qui transmet ainsi au nœud de la ferme la résultante des actions d'un certain nombre de barres (fig. 313). Dans certaines poutres Linville anciennes, généralement d'ordre élevé, les maillons avaient en outre pour but de répartir plus également les surcharges entre les diverses poutres élémentaires (fig. 314). C'est exclusivement dans ce but que ces organes furent introduits par M. Shaler Smith dans les ponts cantilevers du Kentucky river, de Minnehaha et de Lachine, et que l'exemple fut suivi depuis par d'autres ingénieurs, aux ponts de Niagara, (fig. 315), de Saint-John, de Kentucky et Indiana. Mais nous avons vu (p. 143) que le bénéfice qu'on retire de leur emploi n'est pas suffisant pour rendre rationnel l'usage des poutres multiples.

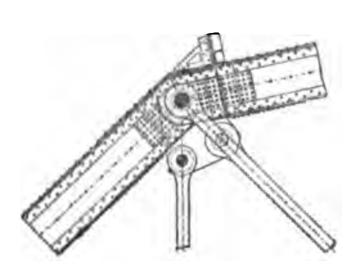


Fig. 313. — Maillon du Pont de Cincinnati et Covington.

Fig. 314. — Maillon égaliseur du Viaduc de Rondout.

On se sert aussi de maillons pour l'ancrage des ponts cantilevers.

Les maillons d'ancrage (fig. 316) et ceux qui n'ont d'autre but que de simplifier les assemblages sont très courts et affectent un contour général rectangulaire. On s'attache à les faire résistants, plutôt qu'à serrer de près la limite économique.

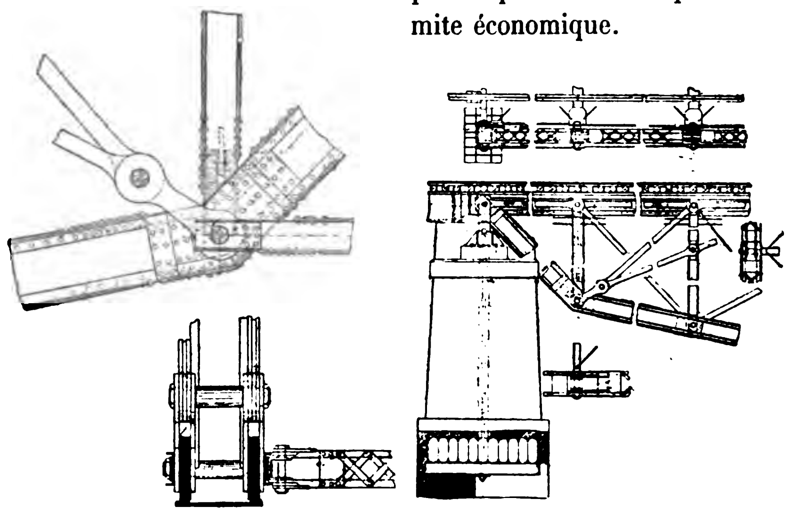


Fig. 315
Lien égaliseur (Pont de Niagara).

Fig. 316-317
Ancrage du Pont de Niagaıa.

Au contraire, dans les ponts cantilevers à réseau multiple, afin de rendre ces organes plus mobiles autour du nœud auquel ils aboutissent et d'augmenter ainsi leur sensibilité, comme distributeurs d'efforts, on leur donne une longueur plus grande et, par suite, la forme de barres à œils (fig. 317). Mais il est nécessaire d'en graisser de temps en temps les assemblages, pour qu'ils conservent leur utilité, ou même, comme nous le verrons au chap. VII, pour que l'emploi en soit sans danger; et il semble qu'il y aurait avantage théorique à compléter leur action à l'aide de *balanciers,* comme ceux qui sont employés dans certains tabliers suspendus[1] :

1. — Voir plus loin.

Cette disposition est réalisée au pont de Saint-John (fig. 318). Mais il convient de remarquer que la transmission des efforts dynamiques dans les membres n'est pas instantanée; qu'elle se fait progressivement, suivant une *onde;* que la longueur, la masse, le mode de construction des organes doivent influer sur la durée de cette transmission, et que par conséquent un égal partage ne semble jamais réalisable que pour des efforts statiques — résultat qui ne nécessite l'emploi d'aucun lien égaliseur. Pour les efforts dynamiques, au contraire, il semble qu'il y ait intérêt à supprimer tous les dispositifs susceptibles d'amener dans les fermes des déplacements d'organes, ou même des réflexions de l'onde suivant laquelle se transmet tout effort subit. Car, indépendamment de l'accroissement des efforts, résultant de l'application plus ou moins soudaine des charges, on peut craindre que deux ondes, se propageant en sens inverses et venant à se rencontrer dans un même membre, il n'en résulte des efforts de beaucoup supérieurs à ceux dont les calculs signalent l'existence.

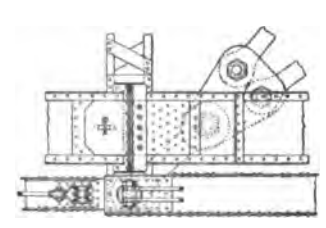


Fig. 318. — Lien égaliseur et balancier (St-John).

Les liens égaliseurs ne semblent donc *en aucun cas* recommandables, et la conclusion, c'est qu'il y a lieu d'éviter avec soin les dispositions des fermes qui conduiraient à y recourir.

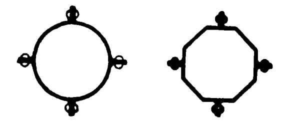
Les fermes du pont de Memphis, bien que du système triangulaire double et complexe, ne comportent pas de liens égaliseurs.



Membres de compression. — Les membres de compression se composent, comme nous l'avons dit, de tôles et de fers profilés. Dans les débuts de l'application du fer à la construction des ponts, un certain nombre de Compagnies avaient imaginé des profils variés, brevetés, qui tous avaient pour but de permettre la construction de colonnes se rapprochant plus ou moins de la forme cylindrique[1]. Les profils

1. — Voir Lavoine et Pontzen.

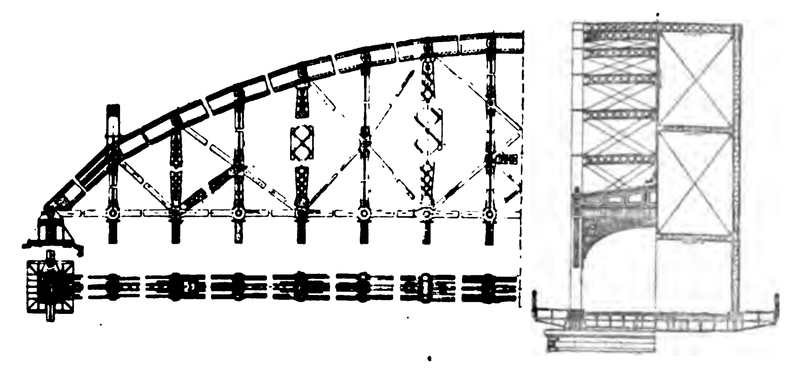
les plus rationnels étaient ceux de la Phœnix Bridge Co (fig. 319) et de la Keystone Bridge Co (fig. 320).


Fig. 319-320. — Colonne Phœnix et colonne Keystone.

En réunissant ces fers par des rivets posés sur des bagues d'épaisseur variable, on obtenait des colonnes renflées présentant un profil d'égale résistance.

Ces formes spéciales sont *absolument abandonnées* maintenant, au moins pour la construction des *ponts et des viaducs*, tant à cause de l'assemblage défectueux auquel elles se prêtaient, qu'en raison de l'impossibilité où l'on se trouvait d'entretenir et de peindre l'intérieur des colonnes, vouées dès lors à une destruction fatale.

Les colonnes d'égale résistance ont même complètement disparu des constructions métalliques. On n'en rencontre guère d'exemple *récent* que dans le pont route de la 6e Rue, construit en 1893, à Pittsburg (fig. 321). Et il est juste d'ajouter d'ailleurs que, sauf


Fig. 321 à 323. — Pont de la Sixième rue, à Pittsburg. Portée 133m,97.

dans des cas spéciaux, — par exemple dans les supports oscillants du viaduc d'Apple Tree Branch, — ces fermes sont désavantageuses dans les ponts de chemins de fer. Elles ne sont point économiques et sont plus sujettes que d'autres à vibrer au passage des trains.

Les tôles et fers profilés usités en Amérique diffèrent peu de ceux que l'on trouve en France. Ce sont toujours des tôles de largeur variable, des fers plats, des barres, des fers en I (*I-beams*), ou double T, des fers en U (*channels*), des cornières

(*angles*), ordinaires ou à angle vif, pour joints (*square root*), des fers à T (*tees*) et des fers à barrots (*deck-beams*), auxquels se joignent trois profils spéciaux : les *fers en Z* (*zee-bars*), (fig. 324), les *cornières à boudin* (*bulb angles*) (fig. 325) et les *tôles en augets* (*trough-plates*) (fig 326), dont nous verrons les usages spéciaux.

L'outillage des grandes usines américaines leur permet d'exécuter couramment des profils de poids considérable : la Carnegie Steel Company, par exemple, fabrique des fers en I de 0m,61 de hauteur, pesant jusqu'à 150 kilogrammes au mètre courant[1].

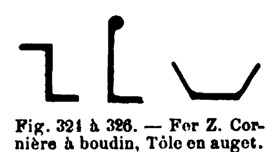


Fig. 324 à 326. — Fer Z. Cornière à boudin, Tôle en auget.

Les membres de compression usités dans les ponts américains affectent la forme générale de parallélipipèdes rectangles et sont *tubulaires*, c'est-à-dire qu'aucune face n'est laissée ouverte sans que les deux bords en soient reliés.

Les *montants* ont toujours au moins deux plans de symétrie : le plan de la ferme et un plan normal à celui-ci.

Les *semelles* sont toujours au moins symétriques par rapport au plan de la ferme à laquelle elles appartiennent.

Les fig. 327-342 représentent les diverses combinaisons de fers

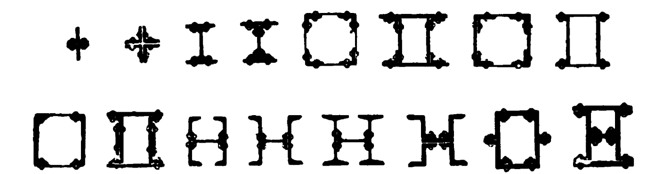


Fig. 327 à 342. — Colonnes métalliques.

que l'on rencontre couramment dans les *colonnes* des constructions métalliques américaines. Pour les *montants* des ponts métalliques, on n'utilise guère que les formes représentées par les fig. 343-344.

Cependant on trouvera dans l'atlas (ponts du Fraser Cañon, de Henderson, viaduc de Saint-Paul, etc.) des applications d'autres sections. Mais dans aucun cas, même lorsque l'importance des

1. — Les forges Saint-Chamond, en France, fabriquent des I de 0m,66 pesant jusqu'à 240 kilogrammes.

efforts à supporter nécessite une section plus compliquée — comme dans les poteaux d'appui des grands ponts cantilevers (ponts de Kentucky et Indiana, de Memphis, etc.) — l'on n'a recours à des sections *fermées* : on laisse toujours deux faces ouvertes pour permettre un entretien aisé (fig. 345-48).

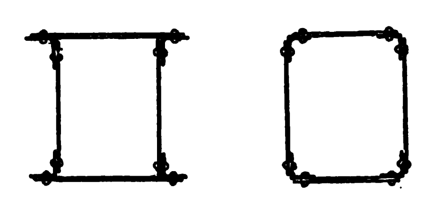


Fig. 343-344. — Montants.

En général, un montant se compose essentiellement de deux tôles ou âmes et de quatre cornières, réunies deux à deux par un *lattis* ou un *treillis* (*lattice*, *trellice*). Les barres en sont constituées, le plus souvent, par des fers plats, mais quelquefois, dans les montants de grande dimension, par des cornières.

Il est de règle, dans les constructions soignées, afin d'obtenir une meilleure adhérence des parties jointes et aussi d'éviter la production de vides inaccessibles à la peinture, de laisser le bord des tôles légèrement en retrait — de 3 à 5 millimètres — sur l'arête des cornières, comme l'indiquent les figures 343-344. Autrefois, les lattis simples, contrariés sur les deux faces, étaient les plus employés. Maintenant, les faces ouvertes des montants sont presque toujours *doublement lacées* (*double laced*) et les barres de treillis sont, autant que possible, fixées par deux rivets. On a constaté, en effet, qu'au cours des essais en vraie grandeur, la flexion des montants tubulaires ne se produit souvent qu'après la destruction d'une proportion importante du treillis. A chaque extrémité des montants, ou de leurs segments, ainsi qu'aux points de jonction avec d'autres membres du réseau, le treillis est remplacé par des plaques de

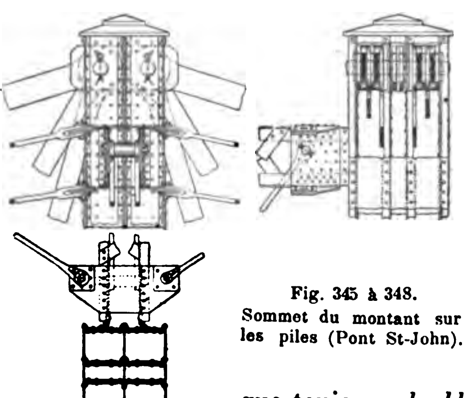


Fig. 345 à 348.
Sommet du montant sur les piles (Pont St-John).

tôle ou *traverses* (*tie-plates*) qui réunissent les deux âmes (fig. 349).

Les montants se font autant que possible d'une seule longueur. Mais, dans les immenses fermes actuelles — comme, par exemple, celles du pont de Memphis, où certains membres atteignent près de 30 mètres de longueur, — cette condition est impossible à réaliser. On exécute alors les montants en deux tronçons distincts, que l'on réunit bout à bout à l'aide de tôles et quelquefois, mais rarement, de cornières couvre-joints. Bien que ces *éclisses* (*splices*), n'aient normalement d'autre rôle que de maintenir en place les abouts jointifs, il est toujours spécifié, maintenant, qu'elles doivent avoir la résistance et porter le nombre de rivets nécessaires pour pouvoir transmettre la totalité de l'effort[1]. Ces joints s'exécutent toujours au voisinage d'un point d'appui, immédiatement au-dessus d'un nœud intermédiaire, dans les fermes multiples, ou à la jonction d'une entretoise spéciale, dans les fermes nouvelles (fig. 350).

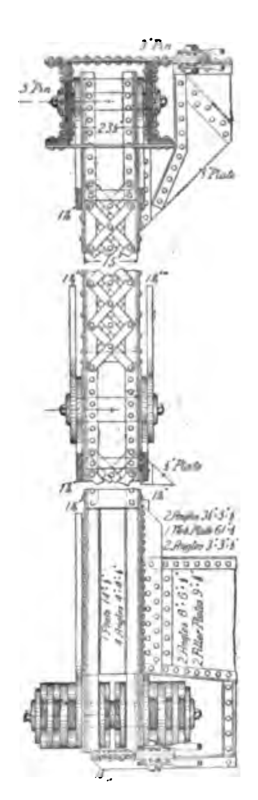


Fig. 349. — Montant 5. Travée de 157m,89 du Pont de Cairo.

Dans les ponts de *très grandes dimensions*, composés de membres *pesants*, et lorsque *aucun renversement d'effort n'est à craindre*, on peut sans inconvénient se contenter de faire reposer sur les chevilles les têtes *inférieures* des montants, qui ne portent alors que la moitié d'un œil. Cette disposition simplifie beaucoup le montage et l'on y a eu recours, en particulier, aux ponts de Poughkeepsie, Red-Rock, Memphis, etc.

Mais il est préférable, *en général*, et *absolument nécessaire dans les fermes ordinaires*, pour parer à tout imprévu et mettre, notam-

1. — Il faut avouer que cette condition n'est pas toujours remplie, principalement dans les semelles.

ment, les ouvrages articulés à même de résister aux efforts de soulèvement qui se produisent quelquefois pendant les coups de vent violents, de munir les montants d'œils complets. On peut alors, par économie, arrêter le montant au plan diamétral de l'œil et se contenter, comme dans certains ponts de la Keystone

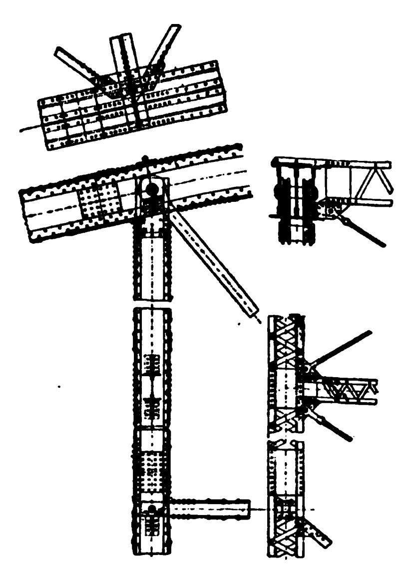


Fig. 350-353. — Pont de Cincinnati et Covington. Éclissage des montants et des semelles.

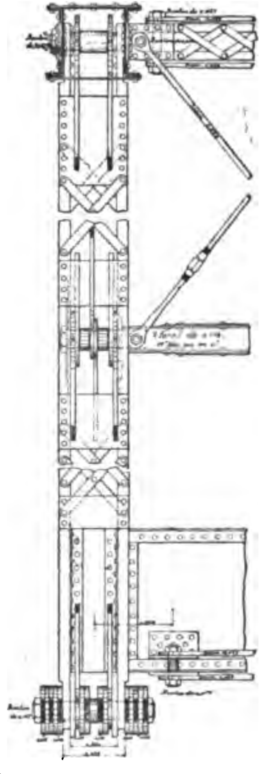


Fig. 354. — Pont de Bismarck. Travée de 122m. Nœud 6.

Bridge Co, de munir d'un œil complet une fourrure prolongée à cet effet (fig. 357).

La tête est, comme pour les barres à œils, la partie la plus délicate des montants. Dans la plupart des ouvrages, les âmes de ces membres sont *parallèles aux plans des fermes* et leurs extrémités, ou *joues* (*cheeks*), renforcées d'une manière convenable à l'aide de fourrures (*cheek-plates*, *pin-plates*), portent les œils d'assemblage. Il suffit de jeter les yeux sur un dessin représentant la coupe de la semelle comprimée au voisinage d'un nœud (fig. 354) pour se rendre compte des inconvénients que peut présenter cette disposition. D'abord, lorsque les montants ont la section (fig. 343),

cela nécessite, pour le passage des barres à œils, le dérasement au moins partiel des ailes des cornières, afin de réduire au minimum les moments fléchissants imposés aux chevilles. En outre, on est souvent obligé d'arrêter les *plaques traverses* à une distance plus ou moins grande de l'axe de la cheville, pour ménager le passage de barres à œils ou d'autres montants assemblés entre les joues, ce qui laisse ces parties isolées et sans support sur une plus ou

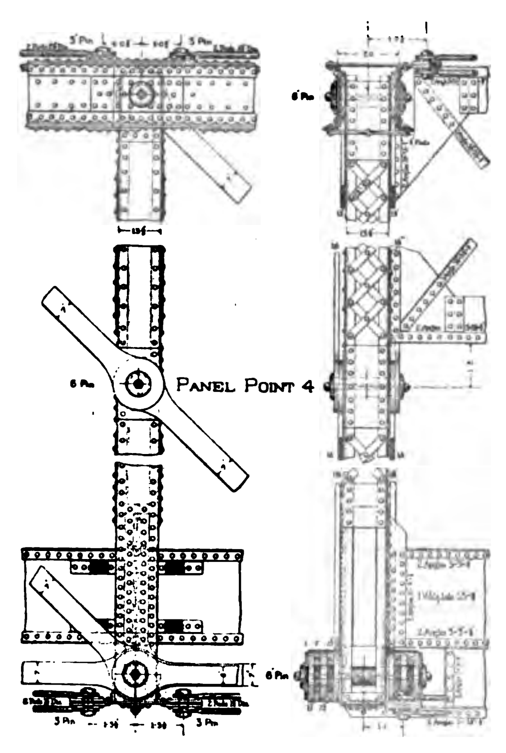


Fig. 355-356. — Pont de Sioux-City. Travée de 122m,00. Nœud 4.

moins grande hauteur. Dans les deux cas, la résistance transversale du montant est affaiblie. En général, on pare à ces inconvénients en renforçant les joues d'une manière suffisante pour leur assurer la même résistance qu'au montant, et l'on évite d'ailleurs, par une disposition convenable du contreventement, de leur imposer des efforts transversaux. Lorsqu'un seul montant aboutit à chaque nœud, on peut, comme le représente la figure 355-56, lui

conserver sa section complète, à la condition d'assembler les barres à œils à *l'extérieur*. La Keystone Bridge Co emploie dans ses ouvrages une disposition différente : les âmes des montants sont *normales* au plan des fermes. Le membre *tout entier* se prolonge alors jusqu'au plan diamétral des chevilles supérieures. Ce sont les plaques traverses qui forment joues et portent le demi-œil d'assemblage; elles sont renforcées de fourrures, dont l'une se prolonge et porte un œil complet. Avec cette disposition, on peut être amené à percer, comme au pont sur l'Ohio, des meurtrières dans les âmes pour laisser passer les barres à œils assemblées entre les joues. L'avantage qu'elle présente est que rien n'y limite la dimension transversale des montants suivant le plan des fermes : on peut dès lors, soit en conservant le parallélisme des âmes, comme M. C. L. Strobel l'a fait au pont sur l'Ohio (fig. 357),

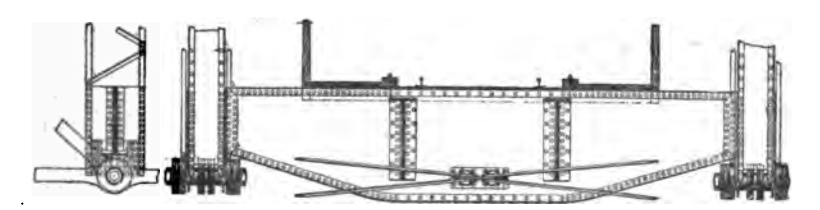


Fig. 357-358. — Pont de l'Ohio. Connecting Ry. Tablier et montants.

soit en les fléchissant suivant un contour parabolique, selon la disposition adoptée par l'Union Bridge Co., au pont de la 6e Rue, à Pittsburg (fig. 321), leur donner une rigidité suffisante pour éviter, dans les fermes, la complication des entretoises auxiliaires [1]. Cette solution est donc économique pour les grandes portées. Mais lorsque la semelle comprimée a plus de deux âmes, les joues se trouvent *forcément* séparées.

Quelque disposition que l'on adopte d'ailleurs pour les montants, on ne peut éviter, qu'au prix d'un allongement de la cheville, l'isolement des joues aux jonctions avec les semelles étendues, car l'intervalle de ces pièces se trouve en général complètement rempli par les têtes des barres à œils de la semelle. On est donc

1. — Voir plus loin.

contraint d'arrêter les traverses (fig. 349) ou les âmes (fig. 357) à une certaine distance du nœud. Mais les joues, qui sont ainsi étroitement maintenues, sont alors peu exposées à fléchir; et le mode de construction de la semelle permet d'ailleurs de les prolonger et de les relier ensemble au-delà du nœud (fig. 349). Cette disposition, nécessaire quand les montants participent aux efforts du contreventement latéral [1], se retrouve dans tous les ponts à voie intérieure que l'on construit maintenant.

Toutefois l'emploi de barres à œils de grande section a permis, même dans les travées de 122^{m} de ponts récents, de placer toutes les barres à l'extérieur des montants sans donner aux chevilles une longueur exagérée (fig. 208-355).

Les semelles comprimées reçoivent un profil différent, suivant qu'il s'agit d'une semelle inférieure, comme dans les consoles des ponts cantilevers, ou d'une semelle supérieure, comme dans les poutres libres. Dans le premier cas, ces membres conservent la disposition habituelle des montants (V. A.), et se composent de deux âmes verticales (*webs*) et de quatre cornières, réunies deux à deux par un treillis. Ils ont, comme eux, deux plans de symétrie, et les œils qu'ils portent sont exactement centrés sur leur axe neutre, qui est aussi un axe de symétrie. Pour les semelles supérieures, au contraire, on est conduit à remplacer le treillis supérieur par une *tôle de couverture* continue *(cover plate)*, afin d'abriter les nœuds contre la pluie. Le profil en auget *(trough shape)* ainsi réalisé en assure la protection complète.

Mais, par suite de cette disposition dissymétrique, l'axe neutre cesse de coïncider, en projection verticale, avec l'axe de figure. Certains ingénieurs n'attachent point d'importance à cet inconvénient, ou se contentent de le réduire en plaçant, à la base de la semelle, des cornières munies d'ailes plus développées. D'autres ont, au contraire, soin de le faire complètement disparaître, en employant une tôle de couverture mince et des cornières inférieures de fort échantillon, ou même, lorsque la tôle de couverture doit avoir une certaine épaisseur, en disposant, sous les cornières, des

1. — Voir Contreventement.

platebandes dont le poids, joint à celui du treillis, y fasse équilibre (fig. 355-56). Dans les ponts de faible portée, le même résultat peut s'obtenir directement, en donnant à la semelle le profil représenté par la figure 359.

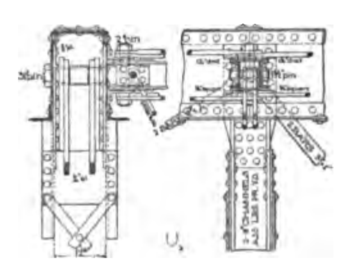


Fig. 359. — Pont de Bismarck. Travée de 34m,47. — Détail.

Les dispositions qui font coïncider l'axe neutre et l'axe de figure sont les plus avantageuses, car elles assurent en tous cas un plus égal partage des efforts dans toute la section [1]. Elles présentent, en outre, ce grand avantage, que l'addition, de part et d'autre des âmes, des tôles destinées à en renforcer la section, n'altère pas la position de l'axe neutre, et que les assemblages n'exigent, pour remplir les mêmes conditions, que l'emploi d'éclisses symétriques et de mêmes dimensions sur les faces opposées. Il est d'ailleurs de règle absolue, dans les constructions américaines, sauf dans des cas exceptionnels, de faire porter exclusivement *sur les âmes* et, autant que possible, *à l'extérieur*, le renforcement des semelles, là où il est nécessaire. Dans le cas où l'on serait conduit ainsi à une épaisseur exagérée de tôles juxtaposées, — ce que l'on évite toujours dans les constructions actuelles, — on a

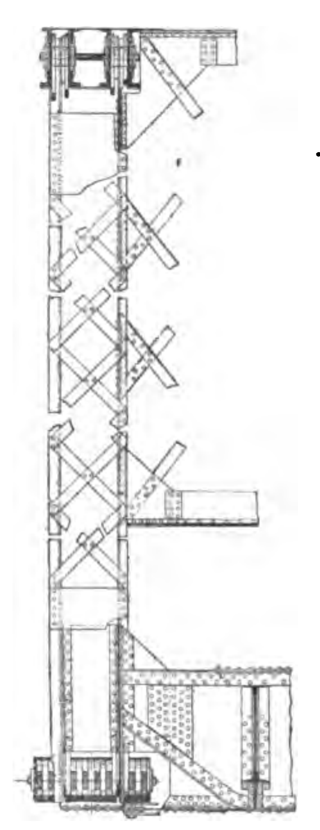


Fig. 360. — Pont des Marchands. Travée 159m,53. — Coupe.

1. — On sait que l'hypothèse de la *répartition plane* n'est pas rigoureuse ; mais c'est surtout lorsque la limite d'élasticité est dépassée que l'on constate, aux essais de rupture, l'influence de toute dissymétrie.

recours à une ou, plus souvent, à deux âmes supplémentaires. C'est le cas de la plupart des grands ouvrages (fig. 360). Les avantages du dédoublement des âmes sont nombreux : les rivets, moins longs, remplissent plus parfaitement leurs trous et serrent mieux les tôles jointes; la rouille peut ainsi plus difficilement se glisser entre celles-ci, et les surfaces vues, faciles à entretenir, sont augmentées ; enfin les chevilles trouvent ainsi des appuis supplémentaires qui peuvent être utilisés, comme au pont des Marchands de Saint-Louis, pour en réduire le poids. Les inconvénients sont : la diminution du rayon de giration transversale de la section, et la difficulté que l'on éprouve, dans certains cas, pour river les éclisses des âmes intermédiaires. Au pont des Marchands, par exemple, on a dû, pour ces éclisses, substituer aux rivets des boulons tournés, pénétrant à frottement dur dans des trous alésés (fig. 361). Certains ingénieurs préfèrent, pour ce motif, réduire à trois le nombre des âmes, bien que la répartitiou du métal dans la semelle et les conditions de travail des chevilles soient alors moins avantageuses.

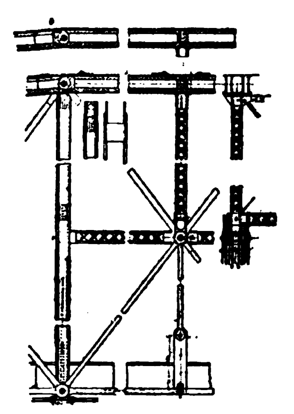


Fig. 361 à 363. — Demi-panneau du Pont des Marchands. Travée de 159m,53.

On emploie souvent des âmes supplémentaires sur une faible longueur seulement, au voisinage de points importants, pour faciliter la compensation des efforts sur les chevilles.

Les semelles comprimées se construisent par tronçons ayant, en principe, la longueur d'un panneau. Dans les fermes simples ou complexes de grande dimension, on réduit en général de moitié cette longueur, en profitant des points d'appui fournis par les nœuds intermédiaires.

Lorsque les semelles sont rectilignes, les divers tronçons, dont les faces de contact sont dressées au *tour* (*rotary planer*) suivant un plan *aussi rigoureusement que possible* normal à leur axe, s'assemblent, bout à bout, à l'aide d'éclisses, et les remarques que nous avons faites à propos de l'éclissage des montants s'appliquent

encore dans ce cas. On profite, dans les ponts actuels, de la continuité des semelles pour n'en pas placer les joints aux nœuds mêmes de la charpente. Le montage est ainsi beaucoup simplifié, l'éclissage devient plus aisé, et l'on évite la difficulté que l'on éprouvait autrefois à faire coïncider exactement les centres de demi-œils portés par des segments différents rivés bout à bout. L'œil est alors percé dans l'un des tronçons, muni de fourrures *(pin-plates)* de dimensions appropriées, et qui se prolonge au delà, de la quantité nécessaire pour permettre l'éclissage (fig. 350). Dans certains cas,

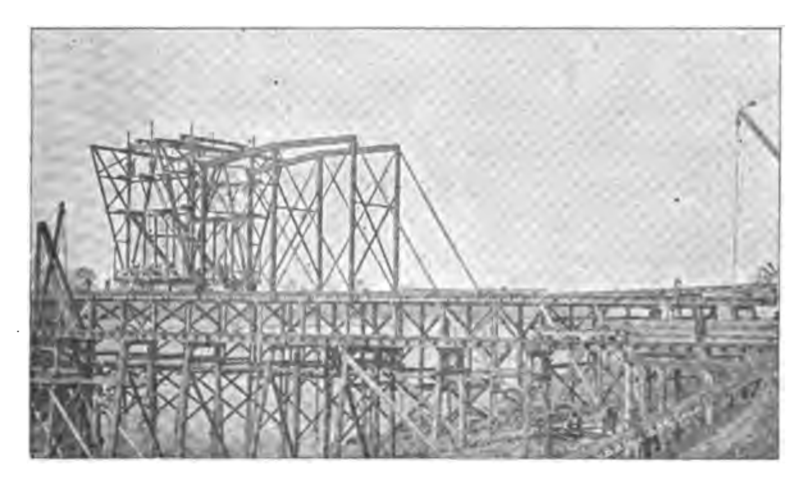


Fig. 364. — Montage du Pont de Van Buren.

ce sont les *pin-plates* mêmes qui servent d'éclisses (fig. 355). La position des joints par rapport aux nœuds est déterminée par les conditions du montage. Ainsi, dans la plupart des travées libres, on commence le montage par le centre (fig. 364) : dans ce cas, afin de se prêter à l'assemblage avec les montants, le premier élément de la semelle supérieure à mettre en place doit comporter un œil à chaque extrémité et se prolonger au-delà de chaque œil. Chacun des segments suivants se trouve dès lors déterminé, puisqu'il doit être éclissé, par l'une de ses extrémités, au segment précédent, et doit porter, à l'autre, un œil pour le montage du panneau dont il fait partie. Lorsque, à la faveur de nœuds intermédiaires du réseau, on peut introduire des subdivisions dans la semelle, les joints se

font généralement à l'aplomb de ces points d'appui. Il en résulte, à vrai dire, une complication, car tous les segments n'ont plus une même longueur; mais on n'a jamais que deux, ou au plus trois gabarits de longueurs différentes pour le plus grand ouvrage, quand les semelles sont parallèles.

Dans les semelles polygonales, ainsi qu'aux points de brisure des semelles trapézoïdales, il est impossible, en raison de la variabilité des angles sous les charges, d'obtenir une transmission bien centrée des efforts à l'aide de joints *butants* [1]; il est donc nécessaire d'articuler *effectivement* les segments successifs. Dans ce

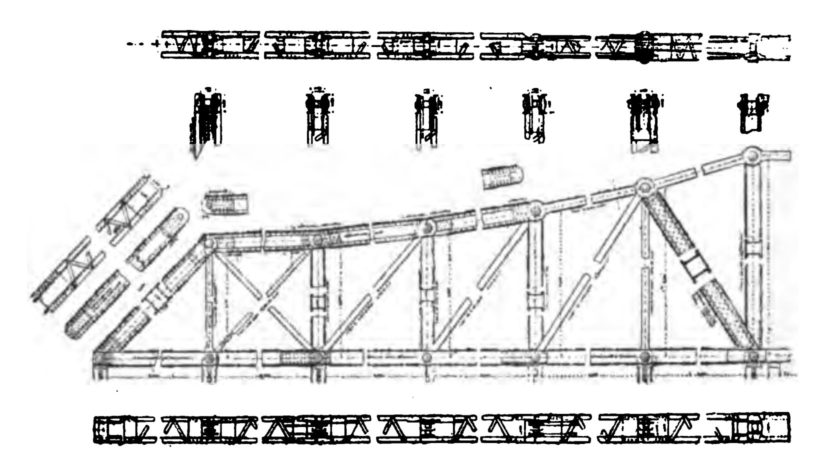


Fig. 365 à 369. — Pont tournant sur le Harlem (Ouverture 39m,00).

but, les abouts de chaque segment sont dressés suivant un plan parallèle au plan bissecteur de l'angle qu'ils comprennent, et portent un demi-œil incomplet. On laisse entre ces abouts un jeu suffisant pour que les plus grandes variations de l'angle n'amènent point les segments en contact. Les âmes et leurs tôles de renfort se correspondent exactement sur chaque segment; une fourrure latérale, prolongée, porte un œil complet, ce qui empêche tout déplacement relatif, autre qu'une rotation (fig. 365). La même disposition se retrouve à la base des montants extrêmes, qui sont

1. — Cette disposition vicieuse se rencontre néanmoins quelquefois.

ainsi reliés aux paliers fixes ou mobiles qui supportent les poutres sur leurs appuis.

Les ingénieurs américains attachent une importance capitale à réaliser, dans les membres comprimés, les sections nécessaires de la manière la plus simple, en recourant au nombre minimum de pièces différentes. Dans certains ponts, on se contente de deux fers en U lacés. Indépendamment de la proscription des fers de faible épaisseur, — en raison de la prise qu'ils donnent à la rouille, — stipulée par la plupart des cahiers de charges, ils estiment que la transmission des efforts, par l'intermédiaire de rivets, des âmes aux cornières et aux semelles, est loin d'en assurer une répartition parfaitement égale, surtout dans les sections dissymétriques et au voisinage immédiat des nœuds. C'est un argument en faveur de l'éclissage, bout à bout, des segments des semelles comprimées, par lequel on obtient la continuité *effective* des diverses parties de ces membres, pour peu que les *surfaces d'appui soient identiques* et que le *contact en soit parfait*. L'identité des sections au voisinage du joint s'obtient, dans les semelles, à l'aide de fourrures appropriées — et c'est le seul cas où l'on soit quelquefois conduit à employer, comme garniture intermédiaire et sur de très faibles longueurs, des tôles minces pour obtenir l'épaisseur voulue, — et le contact est assuré par le dressage fini des abouts et par les procédés de montage. Aucune éclisse n'est en effet rivée que lorsque la travée, entièrement assemblée à l'aide de boulons, et reposant *librement, sans échafaudage*, sur ses appuis, exerce sur chaque joint, seulement garni d'un mélange de suif et de céruse, la totalité des efforts de compression résultant de son poids mort.

Les proportions des membres de compression s'établissent à l'aide de formules empiriques diverses, sur lesquelles nous reviendrons au chapitre X. La plupart ont pour origine les expériences faites, pour la première fois, par M. G. Bouscaren, pour les ponts du Cincinnati Southern Ry, et répétées depuis par un certain nombre d'ingénieurs américains.

Mais on fait aussi usage, depuis quelques années, de formules variées, déduites des expériences de Wöhler.

Les œils exigent des précautions particulières. Le nombre et

l'épaisseur des tôles qui doivent renforcer les âmes des membres de compression, autour des œils, sont déterminés par la valeur limite fixée pour la pression spécifique des chevilles sur l'intrados de l'œil; le nombre des rivets qui doivent relier ces tôles se déduit de l'effort qu'ils ont à transmettre. Nous donnons, au chapitre X, les règles adoptées pour la détermination de ces divers éléments. Mais les essais faits, en grandeur d'exécution, par M. Thomas H. Johnson, sur des segments de semelles supérieures munis d'œils à leurs deux extrémités, ont montré qu'il ne suffit pas que le nombre *total* des rivets posés dans les tôles de renfort soit bien calculé : il faut encore que ces rivets soient *distribués* d'une manière parfaitement *rationnelle*. On ne doit pas se contenter, en effet, de fixer les tôles de renfort aux âmes du membre : il faut que l'une au moins d'entre elles soit reliée aux ailes des cornières, et que la section totale des rivets intéressés soit suffisante pour transmettre *directement* aux cornières et à la tôle de couverture la part de travail qui leur incombe. Il est particulièrement avantageux, à ce point de vue, de disposer les tôles de renfort à l'*extérieur*, plutôt qu'à l'intérieur des âmes, de manière à utiliser le double cisaillement des rivets. Quand ces précautions ne sont pas observées, les membres sont sujets à céder, aux épreuves, sous un effort inférieur à leur limite théorique de résistance, par suite de la séparation des âmes et des cornières (fig. 370).

De même, la distribution des tôles de renfort exige un soin spécial : quand les membres ne sont exposés qu'à des efforts de compression, les tôles de renfort doivent être disposées de telle manière que le sens de leur laminage soit normal à l'axe du membre; dans le cas où le membre doit pouvoir résister en outre à la tension, il y a lieu, au contraire, d'alterner les sens de laminage des tôles successives. On évite ainsi, dans l'un et l'autre cas, la production d'une ligne de moindre résistance, suivant laquelle les tôles se déchirent souvent, aux essais, quand on omet cette précaution, et amènent la rupture du membre, sous un effort inférieur à sa résistance théorique (fig. 371).

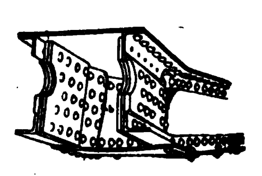


Fig. 370.

embres à travail alternatif. — Ces membres se rencontrent dans les semelles et le réseau des ponts tournants et des travées continues des ponts cantilevers, ainsi que dans le réseau des poutres dépourvues de contre-tirants.

Lorsque, parmi les efforts possibles, les compressions sont supérieures aux tensions, le membre se construit exclusivement en tôles et en fer profilés, comme un membre de compression. On se contente alors de le munir, à l'aide de fourrures appropriées, de têtes capables de résister aux efforts de tension.

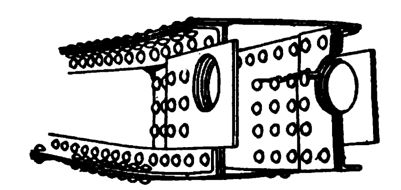


Fig. 371.

Mais, lorsque les tensions sont supérieures aux compressions, il est plus économique de donner au membre une constitution mixte : on place généralement au centre [1] une poutre tubulaire, de la dimension voulue pour résister aux efforts de compression, et l'on complète la section nécessaire pour résister aux tensions à l'aide de barres à œils disposées de part et d'autre. Le manque d'homogénéité des membres ainsi construits n'est pas sans présenter des inconvénients. Aux ponts cantilevers de Niagara et de Saint-John, afin de mettre les pièces dissemblables, composant la semelle supérieure des consoles de rive, dans des conditions de travail plus voisines, la poutre est coupée par tronçons de la longueur des panneaux, assemblés les uns à la suite des autres, comme les barres, à l'aide de chevilles. Mais une semelle de compression ainsi construite ne peut avoir une rigidité suffisante que si elle est soigneusement contreventée, ce qui ne peut s'obtenir en fixant le contreventement aux extrémités des chevilles, comme à Saint-John, ou aux pièces de pont, comme à Niagara.

On a attribué à ce fait l'importance de certaines des flèches observées au pont de Niagara.

1. — La disposition inverse, réalisée au pont de Saint-John, est préférable, mais complique le montage.

Au pont de Kentucky et Indiana, une disposition semblable existe sur une faible longueur, mais la poutre tubulaire est continue. Dans ce cas, la dissemblance des assemblages des deux parties constituantes reporte sur la poutre, par suite du jeu et de la flexion des chevilles, et de la déformation élastique des têtes des barres, une part trop considérable de la tension.

La plupart des ingénieurs considèrent, pour ces divers motifs, comme vicieuse la juxtaposition, dans un même membre, de barres à œils et de poutres rivées. Aussi ne la rencontre-t-on plus guère dans les constructions actuelles. Au pont de Memphis, par exemple, cette disposition se rencontre en apparence dans le montant extrême de la console de rive. Mais la semelle supérieure de cette console ne peut subir que des tensions ; les membres de compression introduits n'ont d'autre but que de donner de la rigidité

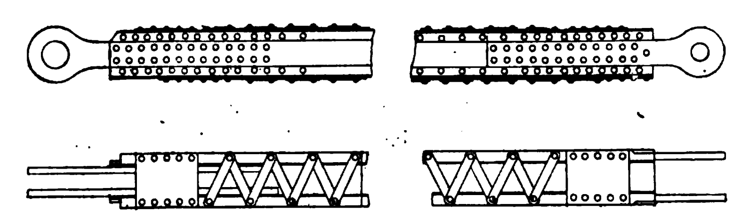


Fig. 372. — Membre à travail alternatif. — Pont de Kentucky et Indiania.

au portail ; et leur indépendance complète, par rapport au reste de la semelle, est assurée par l'ovalisation des œils dans les montants. En tout cas, lorsqu'on a recours aux membres mixtes, il faut assurer, à l'aide des procédés usités pour les barres à œils, la rigoureuse égalité d'espacement des œils dans les divers éléments.

Dans les membres de petites dimensions, lorsque les tensions l'emportent de beaucoup sur les compressions, on a quelquefois rivé des têtes de barres à œils sur des montants tubulaires ordinaires (fig. 372).

On réunit aussi quelquefois, dans le même but, deux barres à œils par des fers en U, ou par un treillis fixé directement ou à l'aide de cornières. C'est, notamment, la disposition adoptée pour le premier élément de la semelle étendue, dans certains ponts de

la Keystone bridge Co. (fig. 373) [1]. M. G. Lindenthal proposait même l'extension du système à tous les membres de tension des

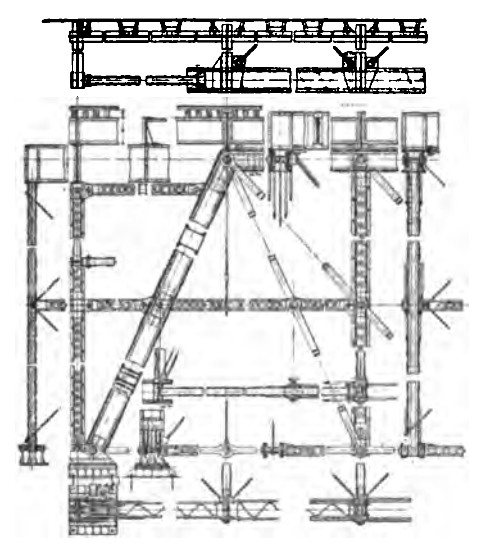


Fig. 373 à 376. — Pont du Havre-de-Grâce. Travée de 146m,30.

ponts articulés; mais la perte de section nette qui en résulterait pour les barres en rendrait l'application peu économique.

Au pont de North-Side, pour résister accidentellement à des com-

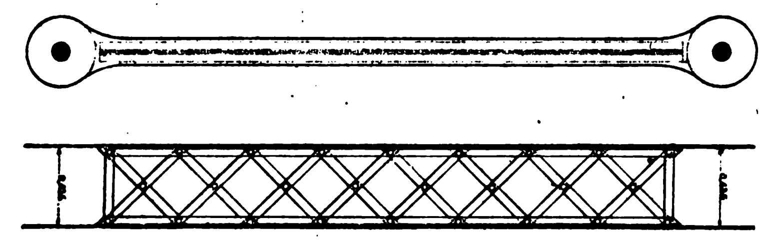


Fig. 377-378. — Barres du Pont de North Side.

pressions encore plus faibles, les barres qui composent la semelle supérieure de la travée droite (*voir l'atlas*) sont réunies ensemble par des rivets posés sur bagues d'écartement (fig. 377-78).

1. — Voir, pour ces dispositifs, les ponts du Havre-de-Grâce, de Henderson, de North-Side, pont tournant sur le Harlem (fig. 365-369), etc...

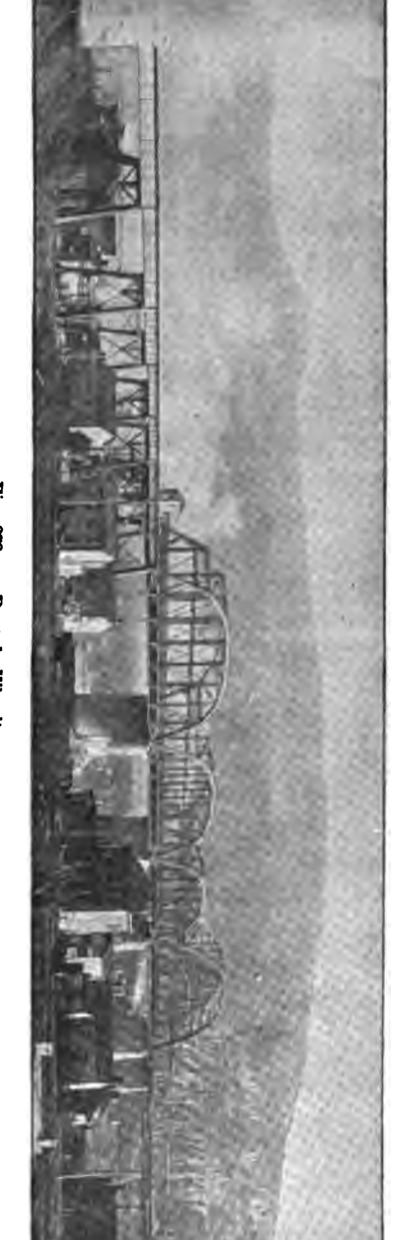
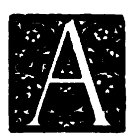


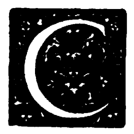
Fig. 379. — Pont de Wheeling.

Membres auxiliaires. — Les fermes à grands panneaux comportent des membres spéciaux, qui ne prennent aucune part aux efforts, et n'ont d'autre but que de permettre une subdivision des membres de grande longueur, en leur procurant des supports intermédiaires, et d'augmenter ainsi la rigidité des charpentes. Ces organes auxiliaires, qui prennent appui sur les nœuds, sont quelquefois des tirants, comme aux ponts de Hawkesbury et de Henderson, mais plus souvent des entretoises en treillis rivé, généralement tubulaires. Dans les débuts, on articulait ces entretoises avec les membres qu'elles supportent (fig. 350). On n'hésite pas maintenant à les y fixer par des rivets (fig. 361), disposition qui simplifie les assemblages et augmente encore la rigidité des fermes par l'encastrement relatif qu'elle assure aux membres supportés. La rivure a même été étendue, par certains ingénieurs, à l'assemblage, avec les semelles, des montants ou des tirants *verticaux* des *poutres secondaires*, dans les fermes complexes (fig. 212).

Ces organes jouent, en effet, un rôle de simples supports, différant peu de celui des entretoises auxiliaires : dès lors, la suppression de l'articulation à leur jonction avec les semelles, présente les mêmes avantages que pour les entretoises, sans altérer d'ailleurs en rien la répartition des efforts.

Les entretoises auxiliaires, qui maintiennent les montants *en leur milieu*, sont généralement horizontales. Dans certaines poutres à semelles parallèles, elles forment comme une lisse continue, au milieu de leur hauteur ; dans les fermes polygonales, elles sont au contraire forcément interrompues. L'Edge Moor Bridge Co a adopté, au pont de Wheeling, une autre disposition (fig. 379) : elles a réuni les nœuds intermédiaires de tous les panneaux des poutres Pettit par une suite continue d'entretoises, qui forment, avec les contrefiches du second panneau, comme une seconde semelle supérieure. Les montants sont ainsi parfaitement maintenus; mais on peut craindre que cet organe accessoire ne joue effectivement le rôle d'une *seconde semelle*, rendant toute détermination des efforts impossible, et que, par suite des déformations élastiques inévitables, les montants ne soient exposés à être courbés : inconvénients pires que les avantages réalisés. Cet exemplə n'est donc point à imiter.


ssemblages. — Il entre, dans les assemblages des ponts américains, des chevilles, des boulons et des rivets.


hevilles. — Les chevilles sont des cylindres de fer ou d'acier qui réunissent les membres des charpentes articulées.

Elles s'obtiennent par forgeage ou laminage et sont ensuite tournées de manière à pénétrer *librement* dans les œils des membres, mais sans toutefois que le jeu total dépasse une certaine limite, variable suivant les cahiers de charges.

Pour empêcher les chevilles de se déplacer, on les munit quelquefois, à une extrémité, d'une tête ou d'un écrou et, à l'autre, d'une goupille (fig. 345) : ces dispositions se rencontrent respecti-

vement aux ponts de Saint-John et de Henderson. Mais en général le *corps* de la cheville a *strictement* la longueur nécessaire pour réunir les différents membres et porte, à chaque extrémité, un prolongement fileté, de moindre diamètre, sur lequel se visse à fond un écrou qui maintient les pièces assemblées. Dans beaucoup de ponts articulés, et surtout dans les anciens, le contreventement est attaché à l'extrémité des chevilles à l'aide de goupilles, *d'écrous en* U (U *nuts*). ou de *tôles à ailes* (*wing-plates*) ou *en* U (U *plates*).

M. G. Morison a adopté, depuis quelques années, une cheville d'un autre type, qui présente, sur la cheville vulgaire, un certain nombre d'avantages, lorsqu'on n'y fixe pas le contreventement. Remarquant que le laminage des chevilles tendait à produire au centre un noyau creux [1], sans résistance, cet ingénieur a eu l'idée de forer les chevilles, suivant leur axe, d'après la disposition usitée pour certains arbres de machines. Les parties défectueuses du métal sont ainsi enlevées, et, à égalité de section, le moment d'inertie est accru. En outre, les copeaux provenant du forage renseignent sur l'état interne du métal. M. Morison donne à ces chevilles une longueur un peu supérieure à l'épaisseur des pièces assemblées. Les pas de vis sont portés par une tringle indépendante, qui traverse, sans frottement, le vide central de la cheville. Les écrous se serrent sur des rondelles spéciales, en forme de chapeaux ou de *dés à coudre* (*thimbles*), qui coiffent les extrémités des chevilles, sans s'appuyer dessus (fig. 355). Cette disposition assure une meilleure protection des assemblages contre la pluie, tout en laissant aux articulations beaucoup plus de liberté que ne le font les chevilles ordinaires.

Les chevilles forées permettent de réduire, si l'on veut, le poids des assemblages, comme l'a fait M. Morison au pont des Marchands. Dans cet ouvrage, la semelle supérieure a quatre âmes, et les membres du réseau ne sont assemblés que dans les deux cases latérales, la case centrale restant vide (fig. 360). La cheville se compose alors de deux tronçons, de la longueur des cases laté-

1. — Cette propriété a été utilisée depuis pour la fabrication de tuyaux sans soudures.

rales, que la tringle réunit, et dont l'écartement est assuré à l'aide d'un manchon. M. Morison n'a pas reproduit, dans ses autres ouvrages, cette disposition, qui, pour économique qu'elle soit, n'en réduit pas moins, d'une manière regrettable, la solidarité des différentes parties de la construction. Cet ingénieur s'est au contraire efforcé, dans tous ses ouvrages, de développer cette solidarité par l'emploi de robustes portiques rivés, qui font de chaque cadre un tout presque indéformable.

Les chevilles ne sont pas peintes. Comme nous l'avons vu pour toutes les autres parties des ponts américains qui reçoivent un dressage fini, elles sont seulement enduites d'un mélange de suif et de céruse. Pour mettre en place les chevilles ordinaires, on se sert d'un *écrou pilote* (*pilot-nut*), d'un diamètre inférieur à celui de la cheville et dénué d'arêtes saillantes, qui protège le filetage et facilite l'assemblage.

Nous donnons (annexe n° IX) un tableau des dimensions des écrous pour chevilles, adoptées par la Carnegie Steel Co., et des tables relatives à la résistance des chevilles.

Les chevilles sont soumises à des efforts tranchants, et à des moments fléchissants. Les efforts tranchants sont aisés à calculer, mais on ne connaît jamais la valeur *réelle* des moments fléchissants. Les ingénieurs américains admettent, dans leurs calculs, que l'effort transmis par chacun des organes assemblés s'exerce en un point situé au centre de la surface de contact de l'œil et de la cheville. Cette hypothèse est très favorable à la résistance, puisqu'elle donne aux moments fléchissants leur maximum de valeur.

Un exemple suffit pour montrer l'utilité d'un bon arrangement des organes sur la cheville et pour en faire comprendre le principe.

Le cas simple choisi est celui d'un nœud d'une semelle étendue, où l'on néglige les membres du réseau; à ce nœud aboutissent, de chaque côté, 5 paires de barres. On peut d'abord grouper ces barres des deux manières différentes représentées par les figures 380-81; on peut encore dédoubler l'une des barres, pour obtenir une troisième disposition[1] (fig. 382).

1. — Il convient de remarquer que ces trois dispositions sont parmi les *meilleures* que l'on puisse adopter.

Si l'on compare les épures des moments fléchissants dans les trois cas (fig. 383-85), on voit que, dans le premier, sur la totalité de la longueur de la cheville, les moments agissent dans le même sens, et que leur maximum, au centre, est égal à la somme des moments des couples formés par les barres successives assemblées sur le demi-boulon. La cheville, dans ce cas, sera forcément fléchie, quelque faible que soit d'ailleurs la flèche.

Dans le second cas, les moments fléchissants agissent encore tous dans le même sens, mais ne dépassent en aucun point la valeur du moment d'un couple.

Dans le troisième, au contraire, le moment maximum n'atteint que 3/8 de la valeur d'un couple, et il y a *compensation partielle*,

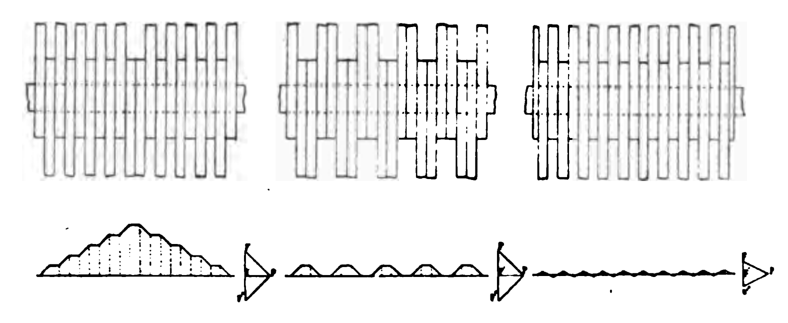


Fig. 380 à 385. — Effets du groupement des barres sur une cheville.

puisque le signe des moments est variable. La cheville prend ainsi une succession de flèches dont chacune *corrige* la précédente ; mais il y a encore prédominance des moments dans un sens [1].

En choisissant d'une manière judicieuse les sections et l'arrangement des organes assemblés, on peut obtenir une *compensation à peu près parfaite* des efforts sur la cheville, dont la fibre neutre conserve alors une *direction moyenne sensiblement rectiligne.* Mais une telle précision est absolument inutile, avec les robustes chevilles usitées maintenant, et la troisième solution est très suffisante.

Lorsqu'on a déterminé, en tenant compte des éléments — tels que l'écartement des âmes des semelles comprimées et les dimen-

1. — Voir pages 207 et suivantes, 221 et suivantes.

sions des montants — qui résultent d'une étude antérieure, la distribution des organes de manière à obtenir la compensation des efforts sur les chevilles, il reste souvent, entre les têtes, des espaces libres. Afin d'assurer d'une manière invariable la position des pièces assemblées, on remplit ces intervalles à l'aide de *rondelles*, de *manchons*, ou de *bagues de calage (washers, rollers, packing rings)*, qui s'enfilent à frottement doux sur la cheville. Les chevilles sont ainsi entièrement enveloppées d'un gaine continue, dont tous les vides sont remplis d'une matière protectrice, le plus souvent constituée par un mélange de suif et de céruse, et dont l'imperméabilité à l'eau est assurée par le serrage des écrous des chevilles et par la peinture dont on enduit extérieurement les assemblages, après la construction. Cette protection est très efficace, quand les ouvrages sont bien entretenus.

On peut objecter aux manchons ordinaires que leur continuité ne permet pas de vérifier fréquemment l'état des chevilles ; mais il serait facile de les faire en deux moitiés reliées par des boulons, si on le jugeait utile.

Les manchons ont également l'avantage de limiter, ou même de supprimer la flexion des chevilles dans les intervalles où celles-ci sont libres. On les munit quelquefois — mais rarement — à leurs extrémités, de disques qui maintiennent les têtes des organes et qui ajoutent encore à l'indéformabilité des assemblages. De semblables manchons peuvent être utiles dans le cas de barres très inclinées sur le plan des fermes.

En pratique, les flèches prises par les chevilles sont généralement *inappréciables*.

On rencontre, dans certains ponts anciens, des dispositions tellement vicieuses, que l'application du mode de calcul usuel indiquerait la production, sur la fibre extrême des chevilles, d'efforts atteignant 70 et même 80 kil. par millimètre carré. Il est absolument inadmissible que des chevilles en fer, — et *à fortiori* en fer de qualité médiocre, comme celui que l'on trouve dans ces ouvrages, — résistent à de semblables efforts. Il en résulte, *d'une manière évidente*, que les calculs ordinaires donnent, pour les efforts, des valeurs trop élevées.

Il est facile d'en donner plusieurs explications.

Les calculs font intervenir, en effet, des forces définies, agissant en des points définis, et ne peuvent tenir compte des effets secondaires de la flexion des chevilles ni de la disposition réelle des assemblages, comme la juxtaposition de têtes massives et de grande surface, étroitement maintenues en place par le serrage des écrous.

Or nous avons vu d'abord (p. 211) que lorsqu'une cheville subit des efforts qui la fléchissent, la flexion même détend les barres dont l'action fléchissante est la plus considérable : les moments fléchissants se limitent ainsi d'eux-mêmes.

Ensuite, l'hypothèse qui concentre les efforts au milieu des portées des têtes est d'autant moins rigoureuse que la cheville est plus déformée. Supposons, en effet, que la cheville prenne la forme indiquée par la figure 277; entre deux barres d'un couple (fig. 386), les efforts s'exerceront alors en A et en A', et non en M et en M', et le moment résultant tendra vers zéro. Les moments fléchissants se trouvent donc encore, de ce fait, considérablement réduits.

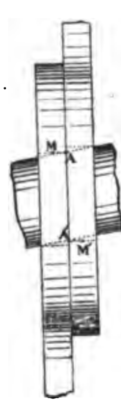


Fig. 386.

Enfin, si l'on considère que le jeu des chevilles dans les œils ne dépasse pas 0m,0002 à 0m0005, et que toutes les pièces, étroitement accolées, sont maintenues, en position, par les écrous et, en direction, par leur raideur propre, on est amené à reconnaître que le rôle d'une cheville diffère peu, en somme, de celui *d'un rivet isolé*, et qu'il n'y a guère de chances pour qu'il se produise des flexions dans l'une plutôt que dans l'autre.

En pratique, la section que l'on est amené à donner aux chevilles des fermes, eu égard aux seules conditions de résistance des têtes des barres à œils (voir p. 230-37), suffit pour limiter à une quantité insignifiante les efforts tranchants qu'elles ont à subir.

Quant aux moments fléchissants, il dépend des ingénieurs d'en ramener, par une compensation soignée, la valeur théorique au-dessous de telle limite qu'ils s'imposent, avec la *certitude absolue que*

les efforts réels resteront toujours inférieurs aux efforts calculés [1].

Ces considérations suffisent pour montrer que l'articulation, telle qu'elle s'exécute dans les ponts américains, est le mode d'assemblage non seulement *le plus rationnel*, mais aussi *le plus sûr*, pour relier entre eux les membres des fermes métalliques.

Le fait seul que — dans un pays où la spéculation produit tant de constructions hâtives et insuffisantes, où le mépris des précautions les plus élémentaires, l'abus que l'on fait d'ouvrages vieux ou mal entretenus, en leur imposant un service hors de proportion avec leur résistance, causent annuellement tant d'accidents, — on n'a pas connaissance que la *chute d'un seul pont* ait jamais eu pour principe la rupture d'une cheville, semble, à cet égard, un argument péremptoire.



Boulons. — Il y a peu de choses à dire des boulons employés dans les ponts américains : ils ne diffèrent pas sensiblement de ceux que l'on trouve dans d'autres pays.

Le filet de vis recommandé par le Franklin Institute, et généralement adopté, est triangulaire, à angle de 60°, les angles vifs étant abattus sur une profondeur égale à 1/8 du pas. On emploie aussi le filet Withworth, à angles de 55°, arrondis sur 1/6 de la saillie théorique (fig. 387-88).



Fig. 387-388. — Filets Franklin et Withworth

On tend d'ailleurs à supprimer complètement l'usage des boulons dans les ponts de chemins de fer, parce qu'aucun moyen ne permet d'éviter sûrement le desserrage et la chute des écrous. On n'y a plus guère recours que dans les cas où l'on ne peut s'en passer.

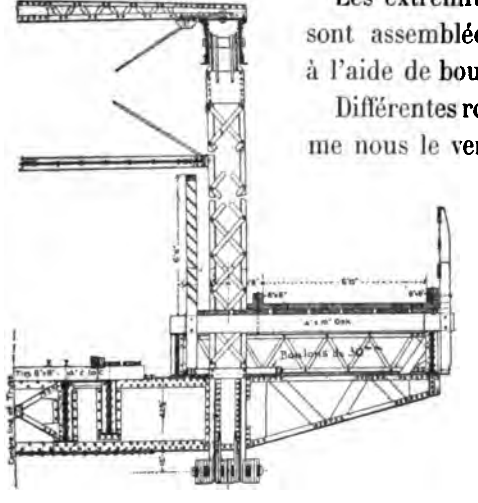
Au pont des Marchands, par exemple, les éclisses des âmes centrales de la semelle supérieure sont fixées à l'aide de boulons tournés, exactement ajustés dans des trous forés, parce que la pose des rivets était impossible.

1. — Il va de soi que les calculs doivent, pour cela, tenir compte des conditions *réelles* de charge, du rôle spécial de la cheville, de la part d'impact qui peut lui incomber, etc...

Dans certains ponts, on trouve de forts boulons alliés aux rivets pour la jonction des pièces de pont avec les montants (fig. 389).

Les extrémités mobiles des longerons sont assemblées avec les pièces de pont à l'aide de boulons.

Différentes rondelles s'emploient, comme nous le verrons à propos de la voie des chemins de fer, pour empêcher le desserrage des écrous. Mais dans les ponts, on préfère généralement recourir à l'emploi de contre-écrous.


Fig. 389. — Pont de Fort-Madison. Travée de 72m40. — Coupe.

Sauf dans les joints glissants (fig. 390), ou remplace maintenant les boulons par des rivets, en modifiant les assemblages de manière à éviter de leur imposer des efforts de tension.

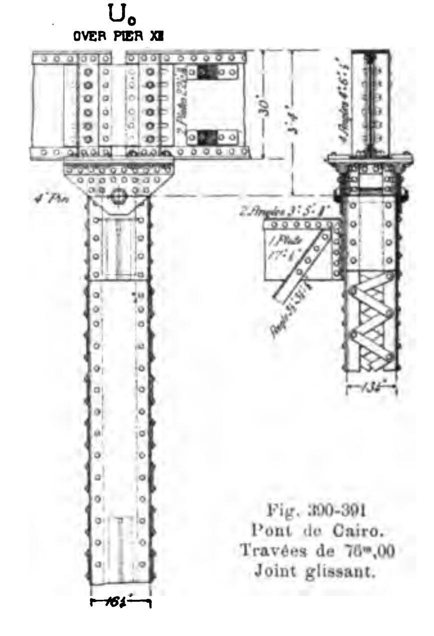


Fig. 390-391
Pont de Cairo.
Travées de 76m,00
Joint glissant.


Rivets. — Les rivures tiennent une grande place dans la construction articulée, surtout dans les ponts de grandes dimensions qui nécessitent l'emploi de membres bâtis volumineux. Mais on s'attache, autant que possible, à compléter à l'atelier la majeure partie des rivures, et à réduire au minimum le travail à faire sur le chantier. Les ingénieurs américains estiment, en effet, que l'on ne peut exécuter de bonnes rivures

qu'à l'usine, et que les meilleures rivures faites sur place, à l'aide des machines les plus parfaites, coûtent cher et laissent à désirer. Aussi augmente-t-on souvent dans une proportion arbitraire (25 °/₀ à 50 °/₀) le nombre calculé des rivets, quand ils doivent être posés sur le chantier. Cette préoccupation dominante suffit pour différencier complètement, à première vue, les constructions américaines, *même rivées*, des constructions européennes. Elle entraîne un mode de construction spécial, reposant sur l'emploi d'éléments *distincts*, expédiés *complets* de l'usine et réunis sur place à l'aide *d'éclisses*. Une semelle de poutre rivée américaine, par exemple, est constituée par un certain nombre de tronçons reliés *bout à bout*, au lieu d'être composée, comme généralement en Europe, d'une suite continue de tôles à joints alternés formant, d'une extrémité à l'autre, un ensemble indivisible.

On s'attache d'autre part, autant que possible, — du moins dans les constructions articulées, — à ne confier aux rivures qu'un rôle en quelque sorte *passif* : dans la plupart des cas, les rivets maintiennent en place les divers éléments, sans avoir à transmettre d'efforts des uns aux autres.

Néanmoins, les rivures s'exécutent toujours avec le plus grand soin. Les ingénieurs américains sont d'accord pour considérer, *sans réserve,* les rivures posées dans des trous forés, ou fraisés après poinçonnage, comme les meilleures et les plus résistantes [1] ; mais on en limite généralement, *par économie*, l'emploi aux constructions en acier. Les éclissages sont néanmoins toujours forés ou fraisés, après montage d'essai.

M. Ch. W. Buchholtz a constaté, à l'aide d'expériences très soignées, faites par l'Union Bridge Co, à Athens, pour le compte du New-York Lake Erie and Western R. R., que lorsque les rivets sont posés à la main, le fraisage des trous s'impose dès que le nombre des tôles à assembler atteint trois, et que l'on ne peut jamais compter sur un remplissage convenable des trous, même avec les rivets posés à

1. — A la seule condition, qui s'applique d'ailleurs aux trous poinçonnés, que les rous doivent toujours être soigneusement ébarbés.

la machine, dès lors que l'épaisseur des tôles dépasse le quintuple du diamètre des rivets.

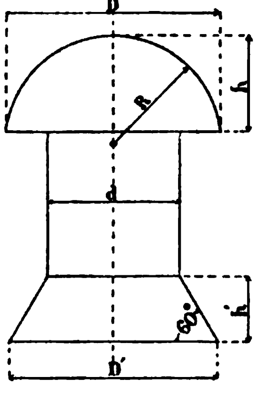


Fig. 392. — Rivet.

En fait, comme on n'emploie plus guère exclusivement que l'acier dans les ponts métalliques, toutes les rivures y sont forées, ou fraisées après poinçonnage, ce dernier mode d'exécution n'étant, souvent, admis qu'à titre de *tolérance*.

La plupart des constructeurs donnent aux têtes des rivets les formes représentées par la figure 392, les proportions correspondant à divers diamètres étant données par le tableau ci-après :

TABLEAU DES PROPORTIONS "PENCOYD" POUR LES RIVETS (en millimètres)

d	R	D	h	D'	h'
9.53	8.74	17.47	7.94	15.09	4.77
12.70	11.12	22.24	9.98	19.86	6.35
15.88	13.50	27.00	11.91	25.42	7.94
19.06	15.88	31.77	14.30	30.18	9.53
22.24	18.24	36.54	16.28	34.95	11.12
25.42	20.65	41.30	19.14	39.71	12.71

Les diamètres usités pour les rivets sont communément 15mm,89, 19mm,06 et 22mm,24 (5/8" 3/4" et 7/8"). Dans les ponts de chemins de fer, il est d'usage général de n'employer que deux échantillons :

Les rivets de 19mm,06 de diamètre pour les tôles de 19mm,06 d'épaisseur et au-dessous;

Les rivets de 22mm,24 pour les tôles plus épaisses.

Mais on n'emploie jamais de rivets dont le diamètre soit inférieur à l'épaisseur des plus fortes tôles, en raison de la difficulté que présenterait le poinçonnage.

Indépendamment des têtes fraisées ordinaires, on emploie aussi quelquefois des têtes fraisées saillantes, ou têtes *aplaties*, hautes

de 3^{mm},2, 6^{mm},4, 9^{mm},5. Les têtes fraisées ou aplaties s'emploient au voisinage des nœuds, pour éviter d'allonger la portée des chevilles.

Pour les rivets à tête sphérique, il est de règle, dans les constructions soignées, d'abattre à la fraise l'angle vif des bords du trou, de manière à raccorder les têtes au corps par un congé.

Nous donnons (fig. 393), le code conventionnel de M. F. C. Osborne pour la représentation des rivures, dont nous avons fait usage dans les planches de l'atlas.

Les règles admises en Amérique pour les rivures ne s'inspirent d'aucune des *hypothèses,* plus ou moins justifiées, admises dans d'autres pays, relativement au rôle des rivets.

Chaque tête
Tête antérieure
Tête postérieure
Rivures faites à l'atelier
sphérique
fraisée et dressée
aplatie à 9^{mm},5
aplatie à 6^{mm},4
aplatie à 3^{mm},2
Rivures faites sur le chantier
sphérique
fraisée et dressée

Fig. 393
Code des rivures de M. Osborne.

Dans les membres de compression, les files successives de rivets des éclisses sont ordinairement normales à l'axe des membres et comportent un même nombre de rivets.

Dans les membres rivés pouvant subir des efforts de tension, certaines éclisses affectent une forme hexagonale ou octogonale, mais dans le seul but de mieux assurer le centrage de l'effort; et les rivets des files successives sont alternés, de manière à éviter la production de lignes de moindre résistance.

Les règles pour la pose des rivets varient peu, suivant les ingénieurs : on admet en général que le centre des rivets doit toujours être écarté d'au moins 32 millimètres du bord des tôles, sauf dans les barres de treillis larges de moins de 64 millimètres, et qu'il y a d'ailleurs lieu, lorsqu'on le peut, de ne pas abaisser cette distance au-dessous du double du diamètre du rivet.

L'écartement des rivets mesuré de centre en centre ne doit jamais être inférieur à trois diamètres. Les rivets de capitonnage ne doivent jamais être espacés de plus de 16 fois l'épaisseur de la tôle extérieure la plus mince, ni, en tout cas, de plus de 0^{m},15.

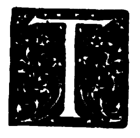
Les dessins de l'atlas reproduisent fidèlement la distribution des rivets dans les ouvrages représentés.

Le diamètre des trous ne doit dépasser le diamètre des rivets que de la quantité nécessaire pour permettre de les y chasser quand ils sont chauds. Lorsqu'il est permis de fraiser les trous, le diamètre du poinçon doit être de 3 millimètres inférieur à celui des rivets, et celui de la matrice supérieur d'au plus 0m,0004, de telle manière que la fraise enlève une couronne d'au moins 0m,0015 d'épaisseur sur tout le pourtour du trou.

Pour les rivets, comme pour les chevilles, on limite à des valeurs définies[1] la pression superficielle aussi bien que l'effort de cisaillement.

On rejette tout organe rivé qui présente des joints ouverts, des tôles pliées ou gondolées.

Les rivets se font maintenant *exclusivement en acier*. Mais l'acier que l'on emploie, renfermant à peine 0,1 °/o de carbone, n'est en réalité qu'un fer très pur, auquel l'absence complète de laitier et de scories ne permet pas de prendre une structure fibreuse, mais assure, en revanche, un allongement considérable avant la rupture (28 °/o, 30 °/o et même davantage, suivant les cahiers de charges).



Tablier. — Le tablier dit *en charpente (wooden floor)* des ponts américains se compose de pièces de pont supportant des longerons sur lesquels reposent les traverses de la voie.

Dans les ponts rivés, au contraire, on emploie maintenant de préférence les *tabliers massifs (solid floors)*, entièrement en métal[2].



Pièces de pont. — Les pièces de pont ont généralement une très grande hauteur par rapport à leur longueur : le rapport de ces dimensions varie de 1/5 à 1/4.

Dans les pièces de pont, comme dans tous les autres détails de

1. — Voir chapitre X.

2. — Voir page 169.

leurs constructions métalliques, les ingénieurs américains s'attachent à réduire au minimum le nombre des parties composantes, en raison de l'incertitude qui plane sur le rôle des rivures. Certains ingénieurs composent exclusivement, pour ce motif, les pièces de pont d'une âme et de quatre cornières. La plupart estiment néanmoins qu'il est utile d'ajouter à la partie supérieure une tôle *mince*, mais seulement comme *couverture*, afin de protéger les joints de l'âme et des cornières contre la pluie ; et ils placent dans les cornières la majeure partie possible du métal nécessaire pour les semelles.

Dans quelques rares ouvrages, on trouve en outre des cornières formant semelles intermédiaires à mi-hauteur des pièces de pont. Cette disposition, bien qu'elle ait pour but de fournir un appui aux longerons, constitue un emploi peu rationnel du métal.

Il est d'usage de ne pas employer, pour l'âme, de tôles de moins de 6^{mm} d'épaisseur.

Les poutres pleines américaines seraient quelquefois exposées à flamber, par suite de la grande proportion de la hauteur de l'âme par rapport à son épaisseur : c'est pour éviter cet accident qu'on les arme de *raidisseurs (stiffeners)* composés de cornières verticales, reliant les semelles à des intervalles généralement réguliers. Il n'existe pas de règle absolue pour l'emploi de ces raidisseurs : M. J. M. Wilson admet que lorsque la distance entre les ailes des cornières des semelles dépasse trente fois l'épaisseur de l'âme, les raidisseurs sont nécessaires. Il les place alors à des intervalles égaux, en principe, à la distance des semelles, mais qui ne doivent jamais dépasser $1^{m},50$.

Certains ingénieurs, comme M. Théodore Cooper, limitent au contraire, d'après Rankine, à $\frac{30}{\sqrt{2}}$ ou 21,4 fois l'épaisseur de l'âme, la hauteur des poutres qui peuvent se passer de raidisseurs, — et l'écartement de ceux-ci dans les poutres de plus grande hauteur.

Dans les pièces de ponts, les raidisseurs sont constitués par les cornières d'attache des longerons.

Les pièces de ponts reposent sur les fermes, sont fixées aux montants, ou suspendues.

Lorsqu'elles reposent sur les fermes ou sont fixées à la partie supérieure des montants, elles ont généralement une hauteur uniforme.

Au contraire, lorsqu'elles sont fixées au voisinage de la semelle inférieure, les sujétions résultant de l'attache du contreventement inférieur conduisent à leur donner, dans les ponts actuels, une forme polygonale (fig. 394-95) ou en ventre de poisson (fig. 358).

Dans ce cas, les pièces de pont sont rivées aux montants au-dessus des nœuds de la semelle inférieure, ou à des suspendeurs au-dessous de ces nœuds, et reliées, en outre, à la base des montants, comme le montre la figure 415.

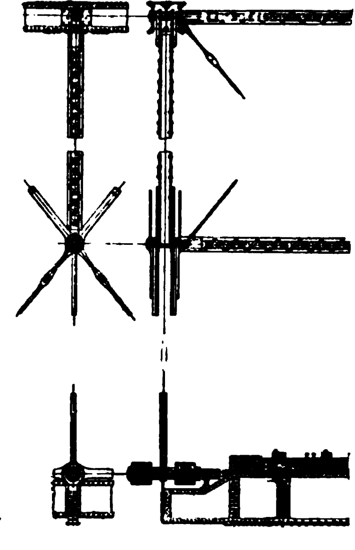


Fig. 394-395. — Pont du Havre-de-Grâce. Travée de 158m,50. — Détails.

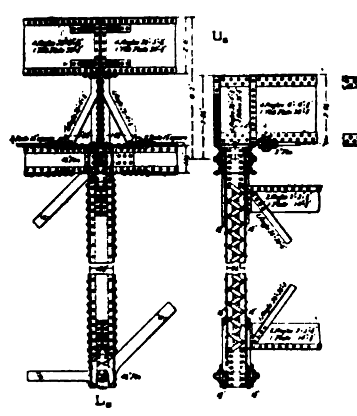


Fig. 396-398. — Pont de Cairo. Poutre de 45m,72. — Tablier supérieur.

Lorsque les pièces de pont reposent sur le sommet des fermes ou des montants, elles y sont rivées, par leur base, et sont quelquefois, en outre, étayées à l'aide d'arcs-boutants (fig. 396).

Le rivetage des pièces de ponts entre les montants ne présente aucune difficulté particulière, et il n'y a guère lieu de craindre qu'il en résulte des efforts de tension appréciables dans les rivets, quand les pièces de pont ont une grande hauteur par rapport à leur portée. Certains constructeurs préfèrent néanmoins, dans certains cas, ajouter des boulons à la partie supérieure des attaches. Les figures 399 et 389 montrent deux dispositions différentes,

adoptées au « nouveau pont » d'Omaha et au pont de Fort Madison, qui supportent, en encorbellement extérieur, des voies carrossables.

Au pont de Cincinnati et Covington, c'est la semelle supérieure tout entière qui se prolonge à travers le montant.

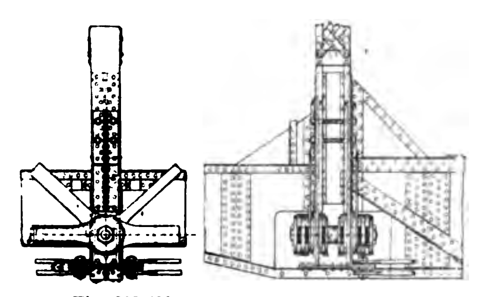
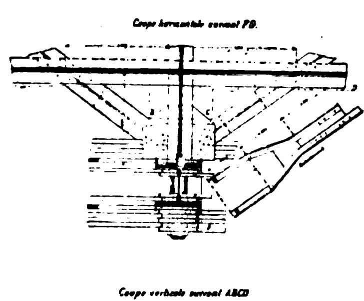


Fig. 399-400. — Nouveau Pont d'Omaha. Attache du tablier (Travée de 75m,04).

Les pièces de pont étant fixées à une face seulement des montants, on est, en tout cas, conduit, pour répartir aussi également que possible la charge dans toute la section de ceux-ci, à en relier intimement les faces opposées, comme le montre la figure 401.

Quand le tablier se trouve à la partie inférieure des fermes, dans les poutres complexes, il est alternativement fixé aux montants et à des suspendeurs spéciaux, portés par les nœuds intermédiaires.



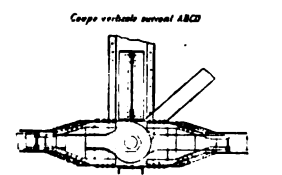


Fig. 401-402. — Pont de Hawkesbury. Attaches du tablier et du contreventement.

La figure 360 représente la disposition généralement adoptée, maintenant, dans les ponts à tablier intérieur, pour l'attache des pièces de pont. Elles sont suspendues, à leurs extrémités, à des goussets rivés aux fermes, et sont en outre reliées, au-dessous des nœuds, à la base des montants.

Dans les ponts à double voie, le chargement de l'une seulement des voies amenant une flexion inégale des deux fermes, on ne doit fixer les pièces de pont aux montants que lorsque les cadres sont rendus indéformables par un contreventement absolument rigide.

Dans de telles conditions, cette disposition est non seulement sans inconvénient, mais elle présente même l'avantage de répartir plus également les charges entre les deux fermes.

Mais dans les ponts à double voie dont le contreventement est articulé, le tablier doit être suspendu.

Les anciens ingénieurs américains tenaient beaucoup à la suspension du tablier qui permet *seule,* en effet, d'en transmettre d'une manière *parfaitement définie,* la surcharge aux *nœuds* des charpentes.

Le mode de suspension qui était le plus généralement employé consistait dans l'emploi d'étriers, reposant sur les chevilles, et boulonnés sous les semelles des pièces de pont (fig. 403-404).

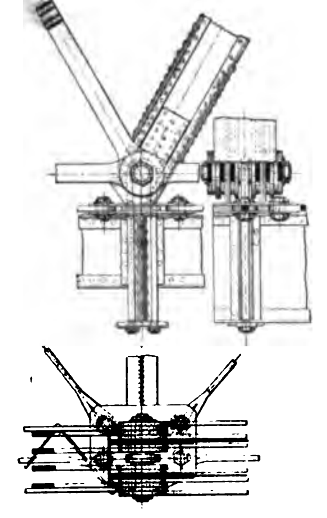


Fig. 403-404. — Étrier ordinaire (Travée de 76^{m},20 du Pont de Henderson).

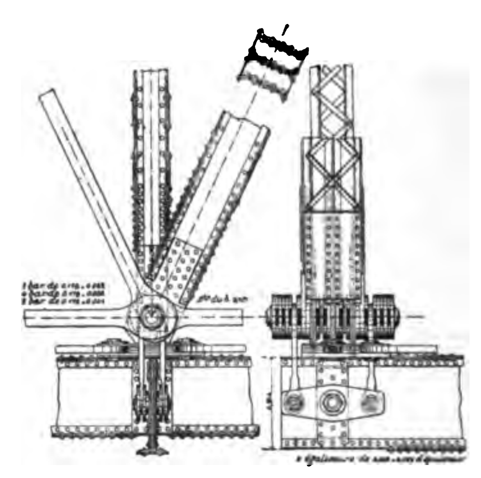


Fig. 405-406. Suspension à balanciers (Pont de Henderson. Travée de 160^{m},00).

Ces étriers étaient quelquefois au nombre de quatre par pièce de pont, disposés symétriquement deux à deux, par rapport au plan de chaque ferme. Mais, pour obtenir un égal chargement des étriers, on était alors obligé de recourir à des *dispositifs égaliseurs* variés : les ponts de Henderson et de Kentucky et Indiana en présentent deux modèles ingénieux (fig. 405-408).

Au pont de Henderson, les étriers sont fixés, deux à deux, aux

extrémités de *balanciers (equalizing levers),* articulés, en leur centre, avec la pièce de pont.

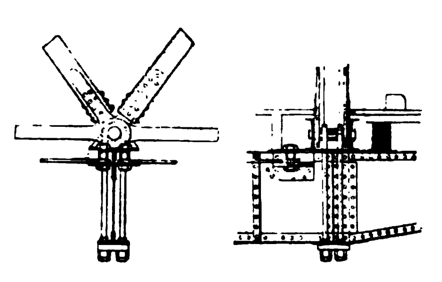


Fig. 407-408. — Suspension à égaliseur. (Pont de Kentucky et Indiana).

Ce système réalise un partage très parfait de la charge et présente une sécurité absolue. Mais il exige un excès de métal et surtout un supplément de main-d'œuvre de précision, augmentant la dépense.

Au pont de Kentucky et Indiana, les étriers supportent une traverse, en forme de couteau de balance, sur laquelle repose la semelle inférieure de la pièce de pont. Ce dispositif est plus simple, mais il est dangereux, car il fait reposer le tablier sur les écrous des suspendeurs.

Les suspendeurs boulonnés sont maintenant complètement abandonnés, car ils ont donné lieu à maints accidents en Amérique. En dépit de l'emploi de contre-écrous ou d'autres dispositifs de sûreté, la chute des écrous est, en effet, toujours à craindre.

On n'emploie plus guère, maintenant, que les suspendeurs en tôle, rivés à chaque extrémité des pièces de pont, et qui se placent dans le plan des fermes (fig. 424).

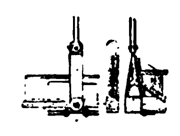


Fig. 409. — Suspendeurs rivés du Pont des Marchands.

Les suspendeurs rivés du pont de Randolph sont de véritables barres à œils.

La figure 409 représente la forme donnée, au pont des Marchands, aux suspendeurs *intermédiaires* d'une poutre complexe, en vue de leur assemblage avec la semelle inférieure [1].

Quel que soit le système employé, la suspension du tablier assure la transmission aux fermes d'efforts situés rigoureusement dans leur plan et n'impose aux membres aucun effort secondaire. Les tabliers suspendus ont d'ailleurs d'autres avantages, ainsi que

1. — Ces suspendeurs spéciaux ne transmettent *aucun effort* à la semelle *inférieure.*

nous l'avons vu page 167. Mais nous avons signalé leurs inconvénients : instabilité, manque de rigidité latérale et longitudinale, etc...

Aussi est-on généralement obligé, lorsqu'on les emploie, de recourir à des systèmes de haubans et de tirants additionnels (fig. 209, 261, etc.) dont on trouvera des exemples dans les ponts de Cincinnati et Covington, Winner, de Henderson, etc. (voir l'atlas).

Nous donnons, d'autre part, dans l'atlas (pont de Wheeling) les dessins des suspendeurs rivés, articulés aux deux cordes de la semelle inférieure dédoublée, que l'Edge Moor Bridge Co a employée dans divers ponts.

La suspension est nécessaire dans les ponts à tablier inférieur dont le réseau ne comporte pas de membres verticaux (fig. 403).

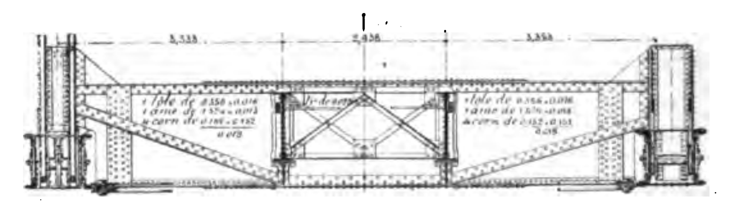


Fig. 410. — Pièces de Pont supportées par des Béquilles. (Pont de Memphis. Nœuds pairs).

Au pont de Memphis, où le tablier est situé au-dessus de la semelle inférieure, les pièces de pont aboutissant aux nœuds pairs de la semelle inférieure sont fixées à de courtes béquilles (fig. 410) qui s'appuient sur les chevilles et qui équivalent à des suspendeurs. La charge des pièces de pont est ainsi transmise aux nœuds d'une manière beaucoup plus parfaite que si la pièce de pont reposait sur la semelle, comme le permettrait cependant la structure spéciale de cet organe, dans un pont cantilever.

Il convient enfin de citer l'attache particulière réalisée au viaduc de Boylston St. Dans cet ouvrage, les pièces de pont sont *articulées* avec les montants, et ne leur imposent ainsi aucune flexion [1]. Une disposition analogue se retrouve dans un pont allemand, dont le

1. — Voir chapitre VIII.

dessin semble d'ailleurs largement inspiré des principes des constructeurs américains (fig. 411). Mais une telle recherche de la précision constitue un raffinement quelque peu superflu dans un pont rivé.

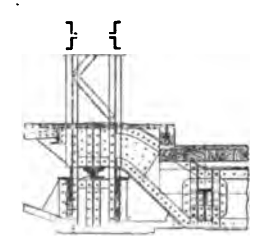


Fig. 411. — Détail d'un Pont sur la Saar.

A chaque extrémité des poutres libres se trouve, en général, une pièce de pont, qui transmet directement sa charge aux appuis. Dans les ponts à voie supérieure, elle repose sur un cadre spécial, indépendant des fermes bien qu'ayant mêmes supports (fig. 373). Dans les ponts à voie inférieure, elle est fixée directement sur le palier ou sur le chariot de dilatation et porte, sur une console, le tablier, dans l'intervalle des travées (fig. 472).



Longerons. — Les longerons sont constitués, comme les pièces de pont, d'une âme armée de raidisseurs et de quatre cornières, généralement sans tôle de couverture. Mais la hauteur ne dépasse souvent pas le dixième de la portée. Dans certains ponts on a employé, comme longerons, des poutres laminées. Il y a généralement autant de longerons que de rails.

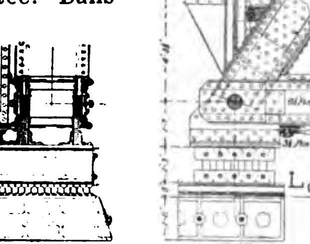


Fig. 412-413. — Pont de Burlington. — Travée de 75m,00. — Détails.

Ainsi que nous l'avons dit (page 169), les ingénieurs américains attachent une importance capitale à ce que le tablier ne participe pas aux efforts des fermes. Cet inconvénient n'est pas à craindre dans les ponts à tablier suspendu, ni dans ceux où les longerons reposent sur les pièces de pont (fig. 414) et n'y sont fixés que par des agrafes, comme cela se rencontre fréquemment dans le cas de voie supérieure. Mais il est d'usage mainte-

Fig. 414. — Demi-coupe centrale du Pont de Niagara.

nant, dans les ponts à voie intérieure, de placer les longerons *entre* les pièces de pont, afin de réduire l'épaisseur du tablier et, par suite, la hauteur non contreventée des cadres. On est donc amené à ménager de distance en distance des joints de glissement dans la file des longerons.

Dans ce but, tandis qu'une extrémité du longeron est rivée à une pièce de pont, l'autre extrémité en est seulement supportée par une petite console fixée à la pièce de pont suivante; et l'âme en est maintenue à l'aide de cornières guides, auxquelles elle est reliée, s'il y a lieu, à l'aide de boulons; l'âme porte alors des trous ovalisés. Dans certains ouvrages très soignés de tels joints existent dans chaque panneau.

La figure 415 montre la disposition la plus répandue de ces

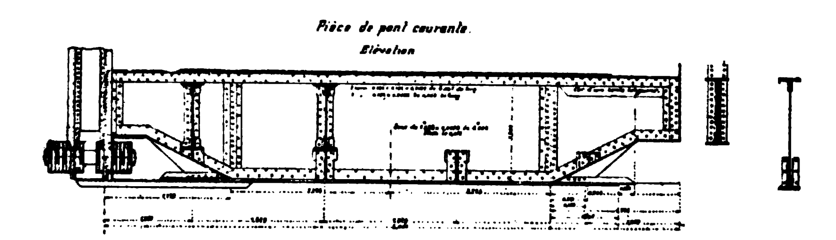


Fig. 415. — Pont de Hawkesbury. Attaches du tablier.

consoles, formées d'un bout de cornière supporté par un fer à T s'appuyant sur la semelle. Elles se placent d'ordinaire indistinctement sous les extrémités fixes et mobiles des longerons.

Le tablier a son contreventement spécial, qui s'établit séparément, pour chaque voie, entre les deux longerons qui la supportent, et qui se compose de cadres transversaux et d'un lacis de diagonales assurant la rigidité latérale. On fait usage, pour ce contreventement, quand il n'est point rivé, du dispositif ancien des *tringles boulonnées*. Ces tringles portent à leurs extrémités des pas de vis, et se tendent à l'aide d'écrous s'appuyant sur un *épaulement (skew-back)* formé d'une tôle pliée, quelquefois garnie d'un bloc prismatique de fonte, et qui se rive sur le longeron (fig. 416). Mais le contreventement du tablier se fait maintenant souvent rivé.

Les longerons supportent les traverses de la voie qui mesurent en général de $0^m,25 \times 0,20$ à $0,30 \times 0,20$ et sont au plus espacées, d'axe en axe, du double de leur largeur, les pleins étant ainsi au moins égaux aux vides. Les longerons se placent souvent à l'aplomb des rails; on dispose alors quelquefois, de part et d'autre, des *longerons de sûreté (safety stringers)*, qui supportent l'extrémité des traverses, pour parer aux effets d'un déraillement. C'est la solution adoptée par M. Shaler Smith au pont de Lachine. Certains ingénieurs pensent néanmoins qu'il est avantageux, au point de vue de la répartition de la charge,

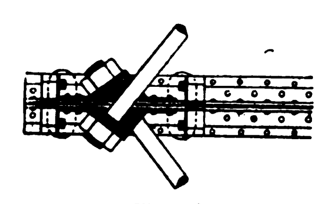


Fig. 416. Contreventement par tringles boulonnées (Pont de Cincinnati).

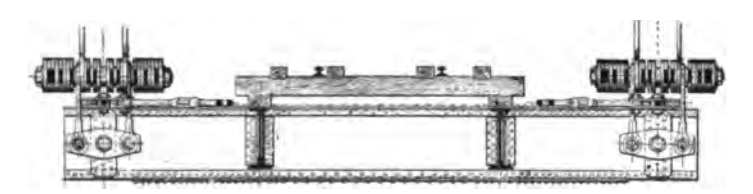


Fig. 417. — Pont de Henderson. — Tablier.

et plus économique en même temps, de se contenter d'augmenter l'écartement des longerons en y fixant solidement les traverses (fig. 417). Les traverses sont entaillées de manière à s'encastrer sur les semelles des longerons, auxquels on les fixe à l'aide de boulons traversant ces semelles ou de *crampons boulonnés (hook bolts)* (fig. 418). Les traverses sont toujours reliées, à leurs extrémités, par de fortes *poutres de garde (guard timbers)*, encastrées sur les traverses d'environ 25 millimètres et reliées, de distance en distance, à ces traverses, à l'aide de boulons. Le principal danger, en cas de déraillement ou de rupture d'essieu, étant l'entraînement et l'*empilage (bunching)* des traverses, c'est du soin avec lequel les traverses sont reliées aux longerons et aux poutres de garde que dépend la sécurité du

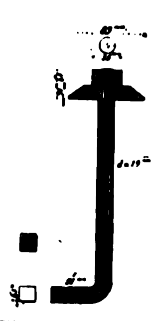


Fig. 418. — Crampons boulonnés du Pont de Poughkeepsie.

tablier en charpente communément employé. A cet égard, les crampons boulonnés, tout en permettant un plus facile entretien, donnent évidemment moins de garanties. Le tablier est d'ailleurs consolidé, sur certains ouvrages, indépendamment des *contre-rails (inner guard rails),* par des *garde-rails* extérieurs *(outer guard rails)* constitués par des poutres, généralement armées de cornières (fig. 249). Certains ingénieurs objectent néanmoins à ces cornières qu'elles peuvent se détacher des poutres et devenir une cause d'accidents[1].

Les tabliers en bois sont économiques et, lorsqu'ils sont bien établis, ils peuvent fort bien résister à un déraillement ; les dispositifs de sûreté dont nous parlerons dans la deuxième partie sont d'ailleurs d'une efficacité reconnue, sinon pour remettre toujours sur la voie les voitures déraillées, du moins pour protéger les ouvrages contre des chocs dangereux. Les tabliers en bois, outre qu'ils coûtent peu cher (de 80 à 95 francs par mètre courant), ont l'avantage de ne pas retenir la neige et de donner peu de prise au vent, considérations qui ont leur prix dans certaines régions de l'Amérique. Mais ils sont exposés à l'incendie et l'on dispose pour ce motif, de distance en distance, des tonneaux d'eau sur le tablier de tous les ponts américains[2].

On peut d'ailleurs recouvrir les traverses de tôle mince, mais cette protection nuit à la facilité de l'entretien et elle n'est guère usitée sur les ponts *métalliques.*

Depuis quelques années, les *tabliers massifs (solid floors),* entièrement en métal, se sont beaucoup répandus en Amérique. Ils sont devenus à peu près réglementaires pour les ponts rivés, et certaines compagnies comme le N. Y. C & H. R. R. R. en font un usage exclusif.

L'honneur de les avoir introduits en Amérique revient à M. George S. Morison qui en a fait usage, pour la première fois, sur un viaduc donnant accès à la gare d'Omaha, dans le but de

1. — On en a vu notamment se relever et percer le plancher de wagons de voyageurs, où elles causaient des blessures.
2. — Ces tonneaux sont visibles notamment sur la photographie du pont des Marchands *(voir l'atlas).*

réduire au minimum l'épaisseur du tablier de cet ouvrage. M. Morison s'était servi de fers anglais Lindsey.

En 1888, ce même ingénieur en fit encore usage pour le tablier de la voie ferrée du pont tournant à deux étages sur la Willamette (fig. 244-48). Il s'agissait encore d'obtenir un tablier de hauteur réduite, mais aussi d'une très grande résistance, ce tablier étant submergé par les crues de la rivière, qui charrie, en pareille circonstance, d'abondants débris.

Les fers spéciaux pour tabliers massifs, des compagnies Pencoyd, Carnegie, etc..., sont analogues aux fers Lindsey. C'est le seul

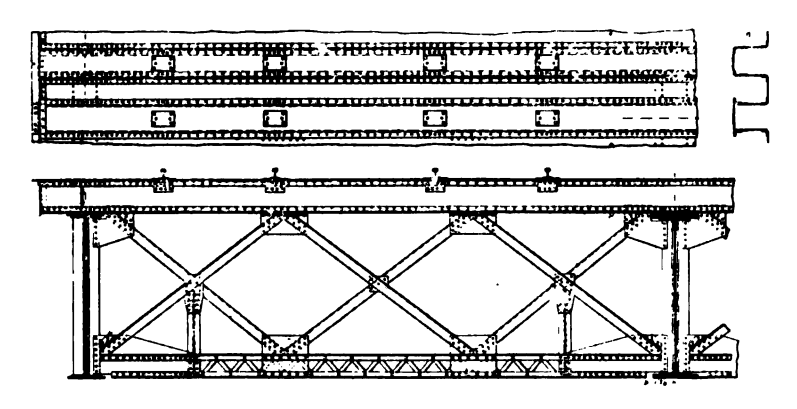


Fig. 420-421. — Tablier du Viaduc de Park Avenue. N. Y. C. & H. R. R. R.

type de *tôles en augets (trough plates)* couramment fabriqué en Amérique. Nous donnons néanmoins (fig. 419) une disposition adoptée pour obtenir un tablier de plus grande hauteur.

Les ingénieurs du N. Y. C. & H. R. R. R. emploient un tablier dont les ondulations, profondes et à parois verticales, sont formées de tôles et de cornières (fig. 420).

Fig. 419

Les tabliers massifs à augets transversaux se posent sur les semelles (fig. 420), se rivent entre celles-ci à l'aide de goussets (fig. 244), ou s'y suspendent à l'aide de cornières (fig. 312). Dans tous ces cas, ils nécessitent l'emploi de semelles *rivées,* de profil spécialement approprié pour supporter des moments fléchissants,

et ne peuvent rationnellement s'adapter, dans un ouvrage articulé, qu'à la semelle ***étendue*** (fig. 312).

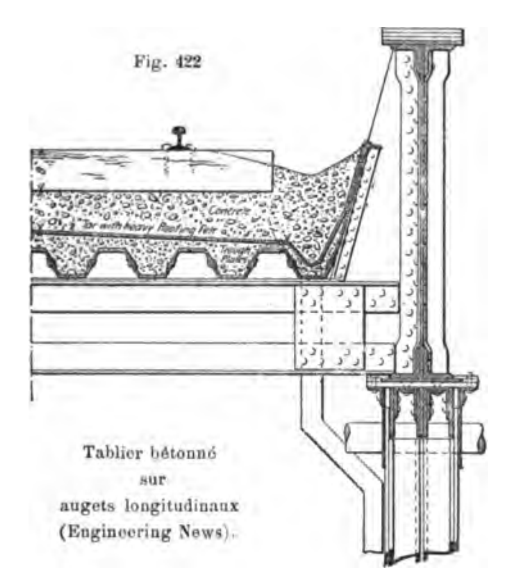


Fig. 422

Tablier bétonné sur augets longitudinaux (Engineering News).

Pour rendre ces tabliers plus facilement applicables aux ponts articulés, on a imaginé divers systèmes, consistant soit à faire reposer des augets longitudinaux sur des pièces de pont (fig. 422), soit à suspendre sous les fermes de forts longerons, entre lesquels on peut fixer des augets transversaux, et qui forment, en outre, un robuste garde-corps. Cette dernière disposition n'a pas reçu d'application.

Il existe d'autres types de ***tabliers minces (thin floors)*** qui peuvent être d'un utile emploi dans certains cas. La figure 423 représente celui qui a été adopté pour l'élévation des voies de chemins de fer dans Chicago. Il se recommande spécialement par son économie.

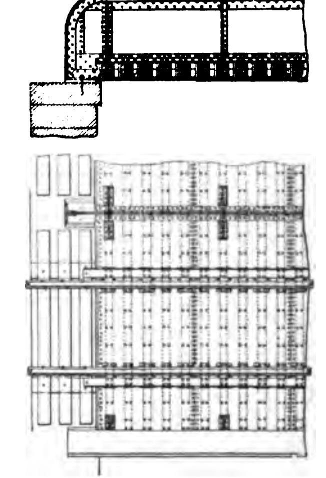


Fig. 423. — Tablier massif en fers en I (Élévation des voies ferrées dans Chicago).

Dans les tabliers à augets transversaux, les rails se fixent le plus souvent sur des traverses reposant dans les augets du tablier, et noyées dans du ballast ou dans du béton. Au nouveau pont tournant sur le Harlem River, et sur tout l'ensemble des viaducs construits pour l'élévation, dans New-York, des voies du N. Y. C. & H. R. R. R., les rails ont même été fixés directement sur les

ondulations de la tôle. On veut ainsi alléger le tablier de la surcharge considérable que lui imposent le ballast et les traverses et en rendre l'entretien plus facile.

Les tabliers massifs présentent une grande rigidité transversale et sont fort bien proportionnés pour résister aux déraillements, surtout quand ils sont ballastés ou bétonnés. Mais ils alourdissent généralement les ouvrages et en augmentent d'ailleurs, par eux-mêmes, le prix de revient.



ous les renseignements qui précèdent sont relatifs aux ponts de chemin de fer. Les tabliers des ponts-routes se composent aussi de pièces de pont et de longerons supportant, souvent, la chaussée par l'intermédiaire de tôles ondulées ou embouties. On trouve dans les descriptions particulières d'ouvrages de ce genre et dans l'atlas tous les détails utiles à cet égard.



ontreventement. — Nous avons décrit (page 171) le mode de contreventement des poutres américaines.

Bien que les contreventements articulés semblent destinés à disparaître des ponts américains — tout au moins des ponts de chemin de fer — ils sont encore très répandus et abondent en dispositions ingénieuses qui méritent d'être signalées. Ils s'établissent très facilement et très rapidement, demandent un minimum de main-d'œuvre sur le lieu d'emploi, et n'exigent pas le transport d'installations ou de machines comme celles que nécessitent les contreventements rivés. La pose n'en réclame ni délais, ni précautions spéciales, ni manœuvres de force. On les monte de front avec les fermes et il ne reste plus ensuite qu'à raidir les tirants, en leur donnant la tension usuelle de 7 ^{k} par mm. q., opération très simple et qui peut se faire pour ainsi dire automatiquement, grâce à l'emploi de clés de bras de levier choisi ou en se guidant sur le son qu'ils rendent quand on les frappe.

Les contreventements articulés donnent aux ouvrages une rigidité très suffisante, pourvu qu'ils soient convenablement tendus, car la déformation ne peut commencer que lorsque le vent *seul* impose

aux tirants des efforts supérieurs à leur tension initiale. Dès lors les objections théoriques qu'on peut leur faire sont de même ordre que celles qui s'adressent aux ponts rivés : *elles ne les empêchent pas de rendre d'excellents services, et de présenter, dans certaines circonstances, des avantages pratiques, susceptibles de les faire préférer.*

Les contreventements articulés inférieur et supérieur affectent la forme de poutres Pratt. Dans le contreventement voisin du tablier, les pièces de pont jouent le rôle des montants de la poutre. Les tirants étaient autrefois faits de tringles boulonnées[1], mais ils sont le plus souvent, maintenant, constitués par des barres ajustables, munies de tendeurs à manchon, ou de préférence à manille[2]. Ces barres s'attachent à l'aide de chevilles *(lateral bolts)* sur des plaques fixées soit aux pièces de pont (fig. 416), soit aux montants (fig. 300), soit directement aux chevilles (fig. 424, 427).

Dans le cas où les plaques sont reliées aux pièces de pont, on leur fait souvent traverser l'âme de la pièce (fig. 407), afin d'éviter d'imposer aux rivets un effort de tension qu'ils ne sauraient subir. Mais l'inconvénient du système est d'exposer, sous l'effort du vent, les assemblages du tablier à des torsions secondaires.

L'attache du contreventement aux chevilles est la seule solution parfaitement rationnelle, mais *à la condition que les efforts soient transmis à la cheville rigoureusement en son centre,* et non en son extrémité[3] ou en tout autre point. Or l'agencement ordinaire des barres et des montants rend l'observation de cette condition très difficile. On la trouve partiellement réalisée aux ponts de Poughkeepsie, de Hawkesbury, etc., où l'attache se fait contre les montants. Au pont sur l'Ohio, M. C. L. Strobel a fait aboutir le contreventement aux nœuds secondaires de la poutre Pettit, ce qui lui a permis de l'attacher au centre même des chevilles (fig. 424).

Cette condition étant, en somme, d'une réalisation difficile, on préfère, dans un grand nombre de ponts récents (Cincinnati et

1. — Voir page 282.
2. — Voir page 241.
3. — Voir page 175-76.

Covington, Memphis, Bellefontaine...), fixer les plaques d'attache du contreventement latéral, qu'il soit d'ailleurs articulé ou rivé, à l'extrémité même des montants. Cette disposition laisse à désirer quand le contreventement transversal est articulé. Mais lorsque les montants sont rivés aux pièces de pont et réunis, en outre, comme dans les ponts de M. George S. Morison, par un contreventement rivé en fort treillis de cornières, les cadres rigides ainsi formés peuvent être considérés comme à peu près indéformables. Peu importe, dès lors, que les attaches des contreventements latéraux s'éloignent quelque peu, dans de tels cadres, du point précis où elles

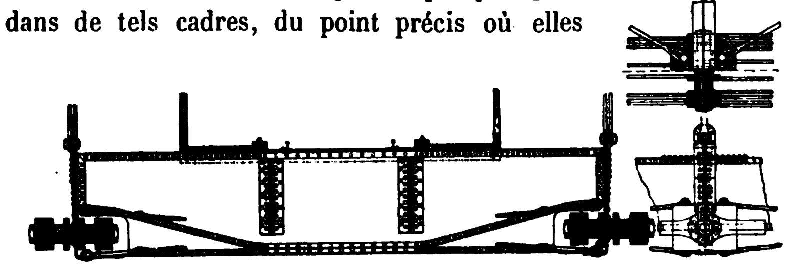


Fig. 424-426. — Pont de l'Ohio Connecting Ry. Tablier et contreventement.

doivent théoriquement aboutir : il n'en peut résulter, en fait, aucun inconvénient appréciable.

Lorsqu'on ne peut pas utiliser les pièces de pont comme montants de la poutre de contreventement, ce qui est toujours le cas d'un au moins des contreventements latéraux, on se sert d'entretoises spéciales en treillis.

Ces entretoises, lorsqu'elles aboutissent aux semelles *comprimées,* sont à double T et se rivent le plus souvent, dans les ponts actuels, entre des goussets, fixés *aux cornières* de ces semelles (fig. 350) et auxquels s'attachent également les tringles de contreventement.

Dans le contreventement des semelles étendues, les entretoises sont, au contraire, généralement tubulaires et se fixent à l'aide d'un fort boulon, qui traverse, soit la cheville même, prolongée à cet effet, soit les ailes d'un *écrou en* U *(*U *nut)* vissé sur l'extrémité de celle-ci. Les tirants s'attachent au même boulon que l'entretoise.

On a longtemps fait usage des mêmes procédés pour l'attache des contreventements avec les semelles comprimées, et l'on trouve, au pont de Henderson, des tôles en U, brochées sur les chevilles, qui servent au même usage (fig. 427).

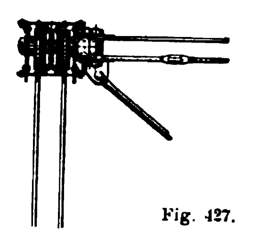


Fig. 427.
Tôles en U et tôles à ailes (Pont de Henderson).

Dans les ponts à semelles non parallèles, — ponts cantilevers, ponts tournants, — des *tôles à ailes (wing plates),* maintenues par les écrous en U, suffisent pour attacher, à l'extrémité des chevilles, des tirants d'orientation quelconque.

Mais c'est toujours une solution vicieuse que de fixer le contreventement à l'extrémité des chevilles ; et l'on parvient à l'éviter, dans les constructions actuelles, même à la jonction avec les semelles étendues, en rivant aux montants les entretoises et les plaques d'attache des tirants.

Au pont de New-London, de Red Rock, etc., certaines tringles boulonnées de contreventement prennent appui sur des épaulements en forme de gaines, rivés sur la semelle comprimée.

Les planches de l'atlas donnent des exemples très complets des applications de ces divers dispositifs aux cas les plus variés.

Le contreventement transversal articulé, qui s'établit entre les membres correspondants des deux fermes, se compose, comme nous l'avons vu, d'entretoises horizontales décomposant les cadres en un certain nombre de rectangles que l'on raidit à l'aide de tirants ajustables *(vibration-rods),* disposés suivant les diagonales.

Dans les ponts à voie supérieure, ce contreventement embrasse toute la hauteur des fermes (fig. 428). Dans les ponts à voie intérieure (fig. 251), il s'établit au-dessus et au-dessous de l'espace laissé libre pour le passage des trains.

Dans chacun des cadres extrêmes, le contreventement reçoit des proportions plus massives (fig. 428), dues à ce qu'il transmet aux appuis les efforts de celui des contreventements latéraux qui n'y aboutit pas directement. Dans les ponts à voie intérieure, ce contreventement se prête à l'exécution de *portails (portals)* décoratifs.

Les portails extrêmes sont souvent rivés, même dans les ponts où le reste du contreventement est articulé (fig. 250).

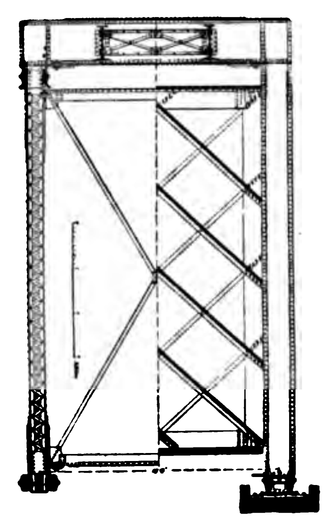


Fig. 428. — Pont de Cairo. — Travée de 75m,90. — Demi-coupe et demi-élévation extrême.

On établit toujours un contreventement transversal entre les membres de compression correspondants des deux fermes. Dans les grands ponts actuels, on est même amené à relier aussi les membres de tension, afin d'y supprimer les vibrations ; mais cette liaison particulière se fait *toujours articulée*, même dans les ponts dont le contreventement est entièrement rivé.

Les attaches du contreventement transversal se font, comme celles des contreventements latéraux, à l'aide de goussets, d'écrous en U, et de tôles à ailes, etc.... L'atlas en donne assez d'exemples pour qu'il soit inutile d'insister.

Les contreventements latéraux rivés affectent souvent la forme de poutres triangulaires doubles ou même simples. Néanmoins, dans la plupart des grands ouvrages, on juge utile de relier directement, par des entretoises, les nœuds correspondants des deux fermes.

Les entretoises des contreventements rivés sont généralement des poutres à double T en treillis, qui se fixent aux cornières des semelles comprimées, à l'aide de goussets. Le contreventement des semelles étendues s'attache soit à des tôles en U portées par la cheville (V. A.), soit à des goussets rivés à l'extrémité des montants.

Certains constructeurs, notamment l'Union Bridge Co. dans ses ponts de Hawkesbury, de Poughkeepsie, etc..., ont pris des soins spéciaux pour assurer la continuité de chacun des deux systèmes du contreventement latéral, à leurs points de croisement (fig. 429).

Mais, dans les ponts plus récents, on se contente la plupart du

temps de relier ensemble, à l'aide de plaques de tôle, tous les organes qui se croisent, sans se préoccuper de maintenir leur continuité individuelle (fig. 429).

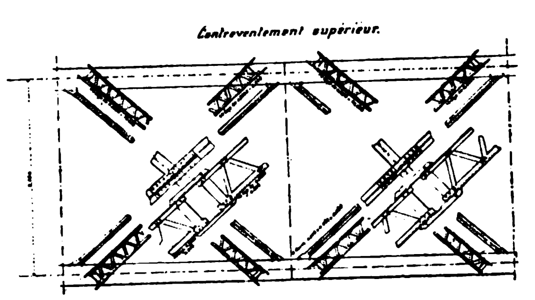
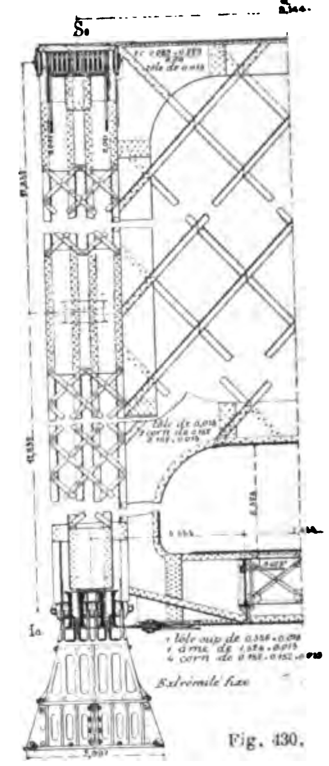


Fig. 429. — Pont de Hawkesbury. — Détails.

Le contreventement transversal rivé ne diffère, dans la plupart des ouvrages, du contreventement articulé que par la substitution de fers profilés aux tringles ajustables. On conçoit qu'une semblable modification ne constitue pas toujours une amélioration, et que certains ingénieurs persistent à faire un usage partiel du contreventement articulé.



Pont de Memphis. — Coupe sur la pile III.

M. G. Morison a adopté, au contraire, dans tous ses ponts, un modèle unique de portails en treillis de cornières. Ces portails, reliant les montants correspondants des fermes sur toute la hauteur disponible, assurent, avec le rivetage des pièces de pont aux mêmes montants, la rigidité et la solidarité complète des cadres ainsi formés.

Le treillis de cornières est monté sur un diaphragme en forte tôle, rivé aux montants, et dont les bords libres sont armés de lourdes cornières *à boudin*. Dans les portails extrêmes des ponts à voie intérieure, ce diaphragme descend quelquefois jusqu'au pied des montants extrêmes et augmente ainsi la rigidité

de ces membres, seule partie des ponts américains que la pression du vent expose à des moments fléchissants. Au pont de Memphis, sur les appuis de la travée marinière (fig. 430), ce diaphragme se *prolonge* même par l'âme des pièces de pont.

Le treillis de cornières est d'ailleurs employé par nombre d'ingénieurs (ponts de Cincinnati, de Niagara, de Lachine, de Hawkesbury, etc.), mais seulement, en général, pour le contreventement transversal ***sur les appuis*** (fig. 431) [1].

Certains ingénieurs objectent même au système qu'il fait participer le contreventement aux efforts des montants, et qu'introduisant une dissymétrie dans la section de ces membres, il peut nuire à leur résistance, plutôt que l'améliorer.

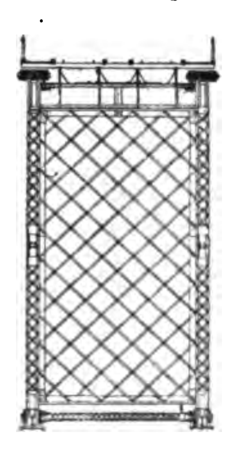


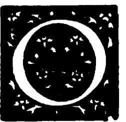
Fig. 431. — Pont de Niagara. Coupe sur les tours.

Ces critiques sont généralement exagérées. Il est évident que la section dissymétrique donnée, par exemple, aux montants extrêmes du pont de Henderson (fig. 432) n'est pas justifiée, et qu'une telle disposition doit être évitée. Mais le système des cadres rigides, indéformables, à robustes portiques en treillis rivés, semble être celui qui assure le mieux la distribution rationnelle des efforts dans les fermes. Seul, en effet, il peut éliminer les efforts secondaires que les déformations, inévitables avec les autres systèmes, produisent sous l'action du vent. Quant à la participation du contreventement aux efforts, elle est sans inconvénient dans le portail rivé, et devient même précieuse dans les ponts à double voie; et il est d'ailleurs facile de conserver à la partie libre des montants, au-dessous du portail, une section symétrique. C'est ce qu'a fait M. Morison, dans ses derniers ouvrages (fig. 268, 284...).



Fig. 432. Pont de Henderson. Section des montants extrêmes de la travée marinière.

1. — Dans le projet de pont suspendu sur l'Hudson, approuvé par la Commission, tous les contreventements sont exclusivement faits de *treillis* rivé.

**rganes d'appui.** — Les fermes des ponts américains reposent toujours, par l'intermédiaire de deux de leurs nœuds, sur des supports spéciaux, auxquels elles sont reliées par les chevilles mêmes d'articulation de ces nœuds, et qui sont construits de manière à transmettre aux piles les efforts, — compression ou tension, — résultant de l'action du poids mort et des forces extérieures.

L'une des extrémités est toujours fixe. L'autre est, au contraire,

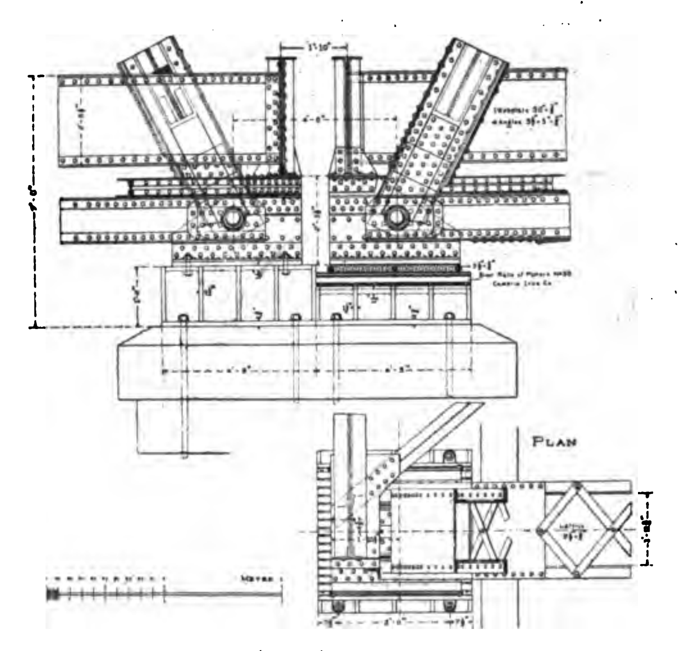
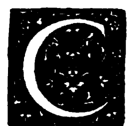


Fig. 433-434. — Palier et Chariot, sur une pile (Pont de Rulo. Travées de 114^{m},29)

rendue mobile, afin de permettre le libre jeu de la dilatation et de la déformation élastique. Cette précaution est absolument indispensable, dans les systèmes articulés, même pour de très faibles portées, car le mode de construction des tirants ne leur permet pas de résister aux efforts de compression.

Les fermes des poutres libres, qui n'exercent sur leurs appuis que des pesées, reposent en général, à une extrémité, sur un *palier (bolster, pedestal)* fixe, et à l'autre, sur un palier mobile sur

rouleaux, ou *chariot* (fig. 433-35). Ces paliers sont supportés eux-mêmes par des sommiers métalliques *(pier-boxes)*, qui se réduisent quelquefois à une simple plaque de métal *(bed-plate)*.



Chariots et Paliers. — Les paliers, qu'ils soient d'ailleurs fixes ou mobiles, sont ordinairement *bâtis*. Ils sont alors formés de tôles verticales, supportant la cheville, et reliées, par des cornières, à une forte tôle horizontale reposant sur un massif de poutres en I, juxtaposées transversalement de manière à répartir uniformément la charge sur une *plaque de base* ou *patin (base-plate)*, à laquelle elles sont fixées (fig. 435). Ce patin, fait d'une tôle très épaisse, repose sur le sommier ou sur les rouleaux de dilatation.

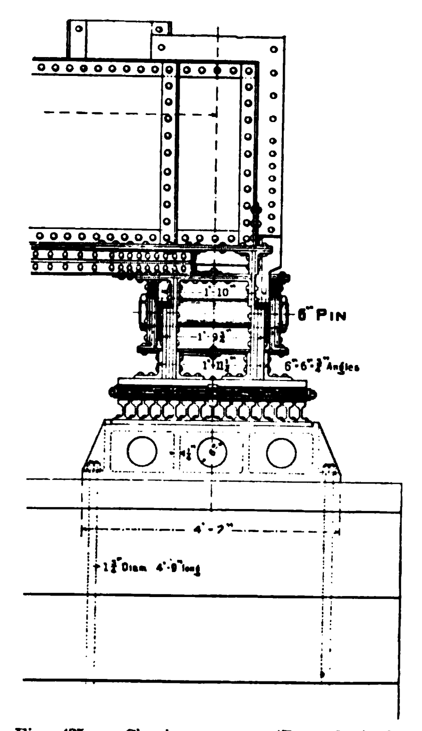


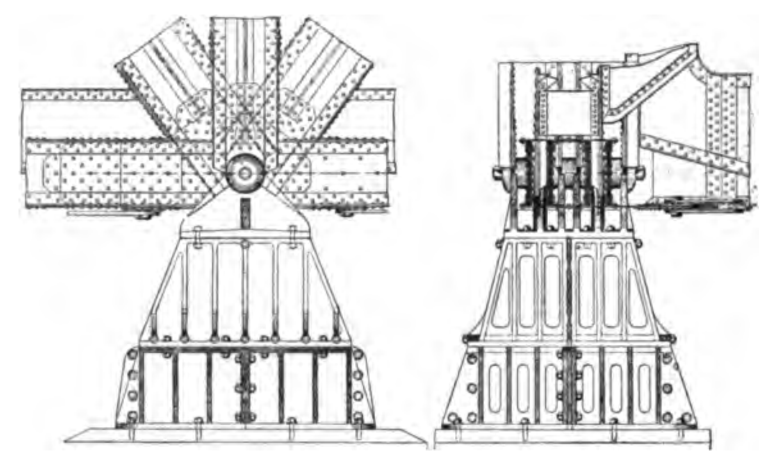
Fig. 435. — Chariot commun (Pont de Rulo. Travée de 114m,29).

Les poutres en I sont quelquefois maintenues par des files de *séparateurs (separators)* en fonte, qui en épousent le profil et y sont reliés par de longs boulons, traversant tout le massif (V. A. Pont de Lachine).

L'écartement et la section *totale* des tôles du palier correspondent à ceux des âmes du montant extrême, qu'elles *prolongent*, en général, pour supprimer toute flexion de la cheville. Les unes et les autres portent des demi-œils et sont dressées, parallèlement à un même plan diamétral de la cheville, de manière à laisser entre elles un jeu, qui permet les déplacements relatifs de ces organes. Le montant et le palier sont d'ailleurs munis, en outre de la section nécessaire pour la transmission des efforts, de fourrures portant des œils com-

plets et rendant la ferme solidaire de son support (fig. 433-35).

Les paliers des grands ouvrages sont établis avec la plus grande précision, faits de tôles et de profilés de choix, rigoureusement dressés sur toutes leurs faces et rivés avec le plus grand soin, de manière à obtenir un contact parfait de toutes leurs parties. Le



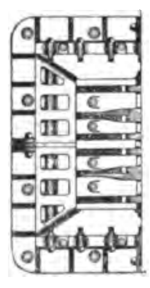


Fig. 436-438. — Pont de Memphis. — Support fixe de la travée de 240m,95.

prix de revient de ces organes est, par suite, forcément élevé. Aussi, depuis que les progrès de la métallurgie ont permis de recourir avec sécurité aux pièces fondues de grandes dimensions, les paliers en acier fondu sont-ils de plus en plus employés[1]. Le pont de Memphis en présente, en particulier, des exemples remarquables (fig. 436-438).

Les paliers reposent sur les sommiers, soit directement, — à l'extrémité fixe, — soit par l'intermédiaire d'un train de *rouleaux* (*rollers*), à l'extrémité mobile.

Les dessins de l'atlas montrent des types très variés de sommiers, depuis la simple plaque scellée sur les piles, jusqu'aux supports massifs, bâtis ou fondus, quelquefois montés eux-mêmes sur des socles élevés (fig. 436-438).

1. — Voir ponts de Kentucky et Indiana, de Randolph, de Saint-Paul.

Les sommiers bâtis qui supportent un palier fixe se composent généralement de poutres à double T jointives (fig. 209), disposées perpendiculairement à celles du palier, pour rendre plus parfaite encore l'uniformité de répartition des charges. Le palier se fixe sur le sommier à l'aide de boulons.

Sous les chariots mobiles, on compose souvent, dans les constructions soignées, la table de dilatation de rails à patin jointifs, disposés aussi parallèlement aux plans des fermes. Les champi-

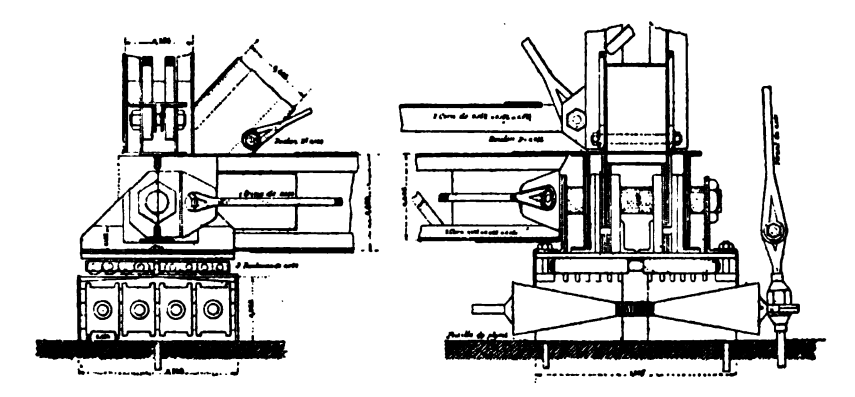


Fig. 439-440. — Palier ajustable du Pont de Lachine.

gnons des rails sont amenés presque au contact les uns des autres par la suppression d'une des ailes du patin.

La partie supérieure de ce sommier est soigneusement dressée à la machine, pour présenter une surface parfaitement plane. On laisse alors généralement en saillie le rail central, qui se loge dans une cannelure portée par les rouleaux et leur sert ainsi de guide (fig. 435). Les rouleaux et leurs surfaces de roulement sont polies.

Les figures 439-440 représentent les sommiers ajustables du pont de Lachine.

Dans les ponts où il n'existe pas de pièce de pont extrême, l'extrémité des longerons repose sur les appuis par l'intermédiaire de petits sommiers en fonte. Le pont de Randolph présente un exemple de cette disposition, qui n'est plus usitée.

Les trains de rouleaux se composent d'un certain nombre de

rouleaux parallèles, montés à l'intérieur d'un cadre ou *châssis* (*frame*) auquel ils sont fixés.

Les rouleaux sont pleins et portent, à leurs extrémités, des fusées de moindre diamètre, s'engageant dans des trous forés dans le cadre.

On prend souvent des précautions spéciales pour maintenir le bon fonctionnement des rouleaux : on dresse les cadres et les surfaces entre lesquelles ils glissent, de manière à réduire le jeu à un minimum, et on abrite quelquefois le tout à l'aide d'écrans inclinés, afin d'empêcher, autant que possible, l'introduction de l'eau et de la poussière; et l'on ménage des canaux permettant un graissage effectif.

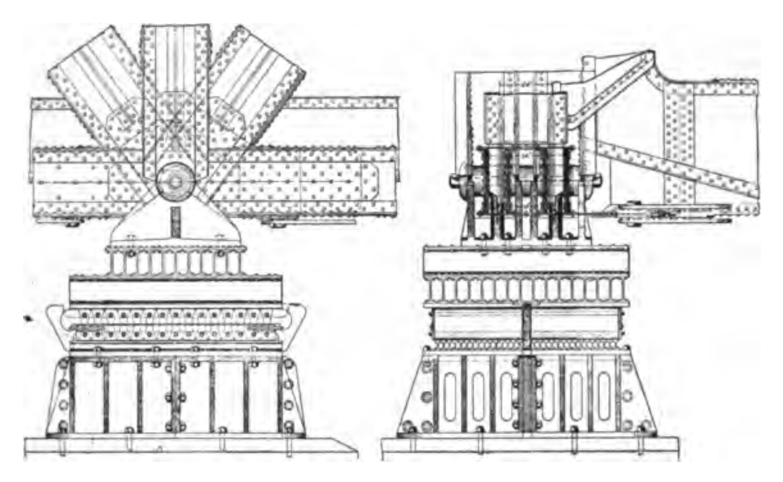
Mais, quelque soin qu'on apporte à la construction et à l'entretien des appareils de dilatation conçus d'après ce principe, il est très difficile de les préserver de la rouille et de la poussière, qui leur font perdre forcément une partie de leur sensibilité. Il y a d'ailleurs toujours lieu de craindre, avec les rouleaux de petit diamètre, qu'ils ne viennent, par suite de la présence d'ordures, ou sous l'influence de frottements, à prendre un roulement conique, à glisser, ou à se déplacer, accidents qui les rendent obliques par rapport à leur direction première et peuvent leur faire perdre toute mobilité.

Aussi M. Morison emploie-t-il, dans ses derniers ouvrages, des rouleaux de grand diamètre, dont le plus grand déplacement correspond seulement à un faible secteur[1] (fig. 412-13). Ces *rouleaux à secteurs*, qu'on est amené à faire incomplets, ne sont pas sujets aux mêmes inconvénients que les rouleaux ordinaires, mais on peut craindre que, sous l'influence du choc d'un train déraillé, le déplacement du chariot dépassant l'amplitude du secteur, il n'en résulte une chute du palier, dont les conséquences seraient fort graves.

1. — Le principe de l'utilisation des *secteurs* de grand rayon n'est pas d'application récente en Amérique, car on en trouve des exemples dans les plus anciennes poutres Fink.

En Europe, les rouleaux à secteur sont employés depuis un certain nombre d'années.

Pour éviter un pareil accident, M. Morison dispose les rouleaux de telle sorte qu'ils viennent s'appuyer les uns sur les autres, quand leur point de contact avec la table de dilatation atteint l'extrémité du secteur. Les rouleaux extrêmes viennent en outre buter contre de robustes arrêts, portés par le cadre, qui limitent absolument leur mouvement à son amplitude inoffensive (fig. 441-43).



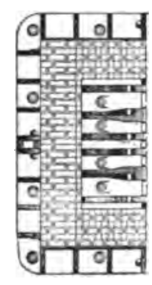


Fig. 441-443.
Pont de Memphis. — Support mobile de la travée de 240m,95.

Indépendamment des causes qui nuisent usuellement au bon fonctionnement des appareils de dilatation, il peut arriver, quelquefois, qu'un tassement inégal altère l'horizontalité des points d'appui des ponts. Le réglage *parfait* des supports à un même niveau est d'ailleurs une opération très délicate, et la moindre obliquité de l'axe de la cheville ouvrière sur le plan de la table de dilatation suffit pour amener un trouble profond dans les efforts, dont la répartition rationnelle est la cause finale de toute la construction américaine. M. George S. Morison a donc introduit, dans ses récents ouvrages, un perfectionnement considérable en interposant une *rotule* entre les fermes et leurs supports (fig. 444-46).

Cette rotule est réalisée à l'aide d'un grain, — dont les deux

faces sont cylindriques, mais ont leurs génératrices orthogonales, — interposé entre deux crapaudines portées par le palier et le sommier.

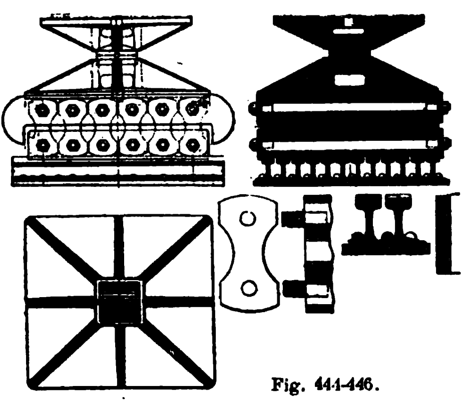


Fig. 441-446.
Support à rotule, de M. Geo. S. Morison.

Dans les ponts les plus récents, c'est la cheville extrême qui remplace l'une des faces cylindriques, et il y aurait avantage à remplacer de même la seconde face par une cheville, pour rendre les poutres solidaires de leurs paliers, et permettre de les ancrer, suivant l'usage, à leurs appuis.

Quoi qu'il en soit, de légères dénivellations des appuis ne peuvent altérer sensiblement les efforts dans d'immenses ouvrages, aussi flexibles que le sont les ponts articulés, et, avec les paliers à rotule, on est du moins sûr que la répartition du travail, autant dans les membres aboutissants aux supports que dans ces supports eux-mêmes, se fait d'une manière rationnelle et que l'on peut définir.

Les paliers, fixes ou mobiles, sont généralement retenus sur les piles par de forts boulons d'ancrage, profondément scellés pendant la construction, et qui se fixent sur le patin du palier ou même autour de la cheville[1]. Le chariot mobile, ou le sommier qui le supporte, est alors percé d'un trou ovalisé. Cet ancrage a à la fois pour but d'empêcher la chute du palier, en cas de choc, et de s'opposer au renversement des travées sous l'influence d'un coup de vent exceptionnel.

Les chariots sont les appareils de dilatation les plus communément usités pour les poutres libres. Néanmoins on en rencontre d'autres types.

1. — Voir pont de Saint-John.

Dans certains ponts anciens, l'extrémité mobile était articulée au centre d'un secteur unique, de grand rayon.

Dans d'autres, elle était suspendue, à l'aide de courts maillons, à un arbre porté par un palier fixe[1].

Mais les *cadres oscillants (rocking bents)* sont les seuls qui soient réellement usités en dehors des divers types de chariots.

Ces supports s'emploient principalement pour compenser des différences de hauteur. Lorsqu'une poutre repose sur deux piles de niveaux différents, on rend fixe l'extrémité qui est directement supportée par la pile la plus élevée, et l'on fait reposer l'autre extrémité sur la pile correspondante par l'intermédiaire d'un cadre oscillant.

Les cadres oscillants se composent de deux colonnes, réunies par un contreventement transversal, et articulées, à leur sommet, avec la poutre qu'elles supportent et, à leur base, avec un palier fixe.

Les supports oscillants sont très usités, et l'atlas en montre de nombreux exemples.

Lorsque les chevilles sont bien graissées, ces appareils de dilatation sont les plus sensibles et les plus parfaits. M. George S. Morison en a fait une application très ingénieuse et très économique dans les longs viaducs d'accès du pont de Cairo. Vingt et une travées, à voie supérieure de $45^m,75$, d'un côté, et dix-sept, de l'autre, ont ainsi une de leurs extrémités fixe, et l'autre supportée par des cadres oscillants (fig. 507-509). On en trouve aussi des exemples dans divers viaducs, notamment aux viaducs d'Apple Tree Branch et de Saint-Paul. Dans ce dernier, les colonnes oscillantes atteignent 35 mètres de hauteur.

Les poutres solidaires, qui, à part le pont Victoria, ne sont représentées en Amérique que par le genre *cantilever*, peuvent exercer, sur certains de leurs appuis, non seulement des pesées, mais aussi des tractions. C'est, dans les ponts cantilevers, le cas des appuis extrêmes, auxquels les *consoles de rive (shore cantile-*

1. — Voir, pour ces deux dispositifs, fig. 36 à 55.

vers) de ces ouvrages sont, pour ce motif, reliées par de solides ancrages. Dans les ponts cantilevers américains, les extrémités de ces consoles sont presque toujours reliées aux ancrages par des cadres oscillants (fig. 447-48), qui, dans certains ouvrages, se réduisent à des maillons de faible hauteur, réunis par un contreventement (fig. 449).

Les ancrages sont généralement composés de massifs de poutres en I croisées, noyées dans les maçonneries des piles, et qui sont

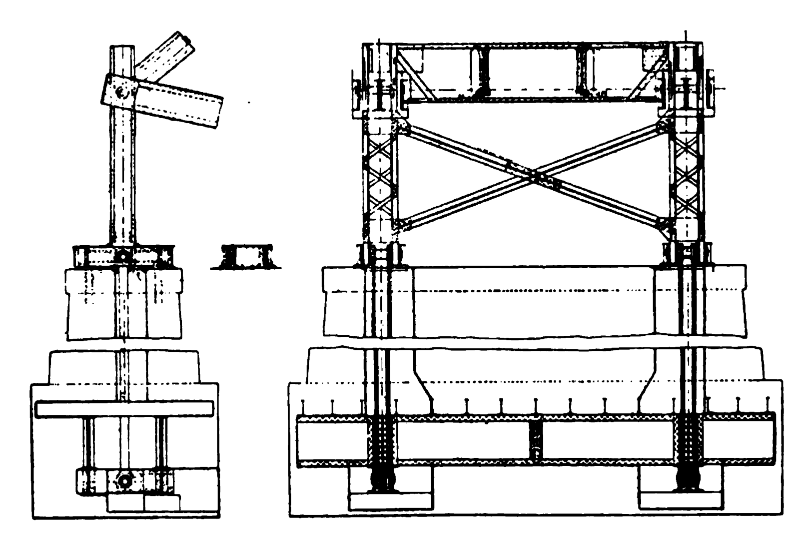


Fig. 447-448. — Cadre oscillant et Ancrage du Pont des Aiguilles.

reliées par de fortes barres à œils au palier qui supporte le cadre oscillant. Il est d'usage à peu près général de placer les ancrages et les barres dans des galeries accessibles, afin qu'il soit facile d'en vérifier l'état et d'en entretenir la peinture. Ces ouvrages présentent ainsi toute sécurité.



Piles et fondations. — Les appuis des ouvrages américains sont en bois, en maçonnerie, en béton, en métal.

Les piles en bois se composent, soit de pieux (fig. 450-52), soit de coffres en charpente *(cribs)* remplis de diverses matières (béton, enrochements, etc...). On rencontre même d'anciens ouvrages où

les appuis sont constitués d'assises croisées de bois non équarris. L'usage extensif que l'on fait des battages inclinés permet de faire des piles en bois très résistantes, et l'on en rencontre d'assez nombreux exemples sur les routes ancienne et dans le Far-West.

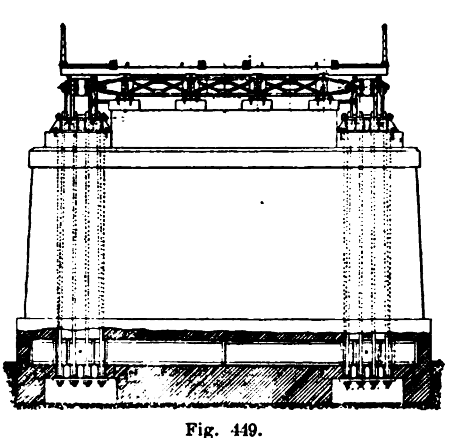


Fig. 449.
Ancrage du Pont de Niagara.

Mais, pour les ouvrages importants, on emploie généralement la maçonnerie de grand appareil, au moins en parement, avec remplissage en maçonnerie de moellons, en béton *(concrete)* ou même en béton de sable *(beton)*.

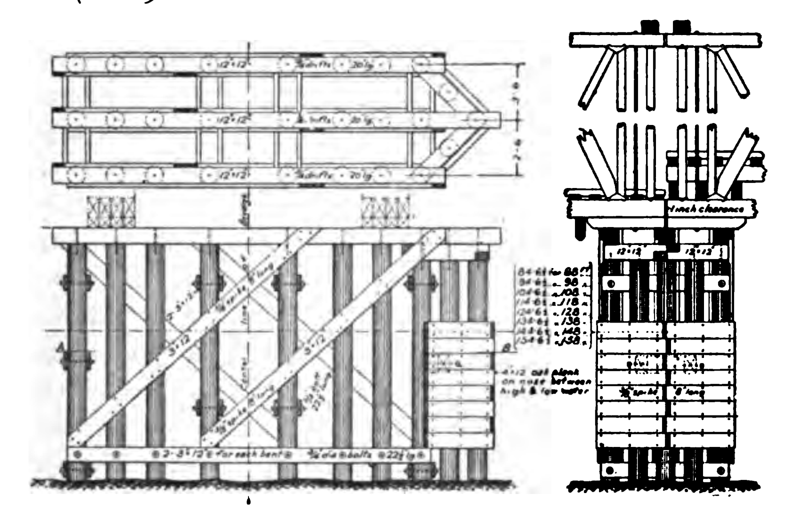
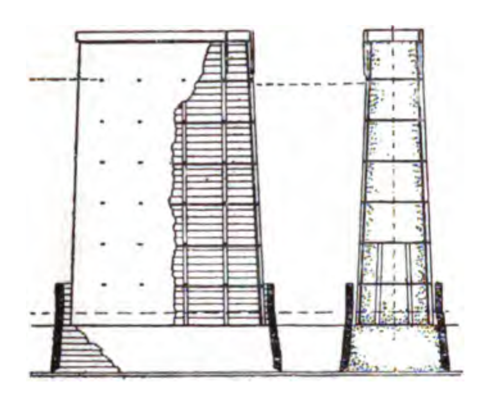


Fig. 450-452. — Pile en charpente réglementaire du C. M. et St. P. Ry.

Certains grands viaducs ont même des piles entièrement construites en béton.

L'usage de semblables matériaux permet de réaliser des écono-

mies considérables dans les régions, nombreuses en Amérique, où la pierre fait défaut et où le froid n'est pas à craindre.



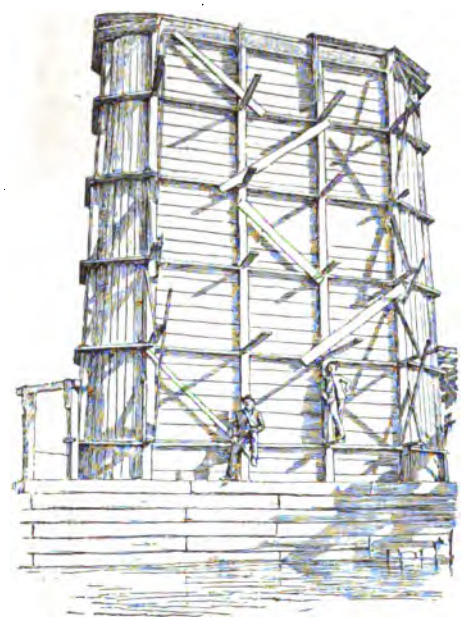


Fig. 453-455. — Pile en béton d'un pont sur le Red-River (d'après d'Engineering Oews.

Les figures 453-55 représentent, à titre d'exemple, une pile d'un pont sur le Red-River, construit, en 1886, par l'Union Bridge Co. Cette pile est en béton, mélangé de moellons bruts, coulé dans un coffrage en charpente.

Les piles des ouvrages américains, de dessin généralement simple, sont presque toujours, en raison du climat, pourvues, à l'amont, d'avant-becs à arête vive. Sur le haut cours du Missouri, du Mississipi et du Saint-Laurent, les brise-glaces ont un profil incliné, en éperon, destiné à casser les glaces en les soulevant, et à amortir de même le choc des arbres et des débris flottants qu'entraînent en grande abondance la plupart des rivières d'Amérique, quand elles sont en crue. Ces brise-glaces ont une section angulaire ou ogivale, et l'arête en est quelquefois armée d'une garniture en tôle d'acier (fig. 456-58).

L'appareil décoratif universellement employé pour les parements consiste dans des refends ciselés, avec bossages bruts. Les

dés, moulures, plinthes, etc.., et les arêtes des brise-glaces, reçoivent seuls une taille finie.

On fait usage, en Amérique, de tous les procédés connus pour la fondation des ouvrages: fondations sur fascines, sur patins, sur plateformes, sur pilotis, sur pieux à patins et à vis, à l'abri de bâtardeaux, à l'air comprimé, à l'aide de caissons foncés par dragages, en recourant à la congélation ou à la solidification du terrain, etc...

Nous dirons seulement quelques mots de ceux de ces procédés qui sont essentiellement américains.

Tout d'abord, il convient de signaler le parti que les ingénieurs américains tirent des battages.

Au pont de Poughkeepsie, on s'est servi, pour supporter les échafaudages, de pieux atteignant jusqu'à 39 mètres de longueur.



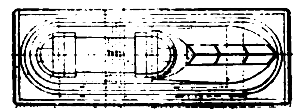


Fig. 456-458.
Pile en rivière du Pont de Bismarck.

Pour les piles de ponts, les palées de viaducs, les fondations de quais, on fait un grand usage de pieux inclinés battus à l'aide de sonnettes spéciales, dont la plus simple et la plus portative est la sonnette à pendule.

Les pieux à patins et à vis sont maintenant bien connus en France.

Mais les fondations sur pilotis ne servent guère que pour les travées de faible portée, et lorsque l'on trouve un fond suffisamment résistant à peu de profondeur. Il en est fait un grand usage, notamment pour les viaducs d'accès des grands ouvrages (fig. 459-60).

Les fondations à l'air comprimé ont atteint dès le début, en Amérique, un haut degré de perfection et leur limite d'application aux ponts de Saint-Louis et de Brooklyn.

La cote de 28m,65 au-dessous des *basses eaux*, atteinte au pont de Saint-Louis, n'a été dépassée depuis, par les mêmes procédés, qu'au pont de Memphis (29m,41). Mais l'avantage reste encore au pont de Saint-Louis pour le maximum de profondeur atteint au-dessous du niveau des crues, pendant les travaux (33m,40 à Saint-Louis, contre 32m,92 à Memphis).

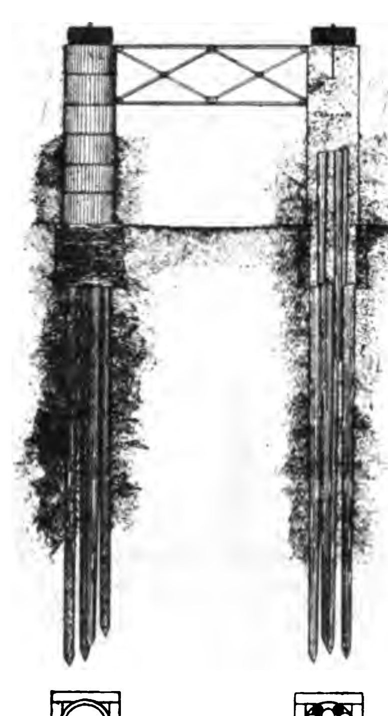




Fig. 459-460. Cylindre Cushing (Pont de Bismarck).

Les innombrables travaux exécutés depuis un quart de siècle, par des spécialistes d'une grande habileté, ont amené des perfectionnements de détails. Mais les Américains se servent toujours exclusivement, ou peu s'en faut, des caissons en bois. Le sable pur s'extrait, jusqu'à 30 mètres, par le procédé de siphonnement direct inventé par M. William Sooy Smith; les déblais en terrain meuble sont exécutés à la lance hydraulique et extraits à l'aide de la pompe à sable Eads; les fragments de roches, les matériaux solides trop volumineux, à l'aide de dispositifs spéciaux, variables dans chaque cas, dont le plus intéressant est l'élévateur à argile de M. George S. Morison. Mais on n'emploie plus jamais les puits ouverts à l'air libre, où fonctionnaient des dragues à mâchoires, en raison des accidents qu'ils ont provoqués au pont de Brooklyn.

Les cheminées à matériaux *(supply-shafts)* sont munies d'une porte inférieure et d'une porte supérieure : le sas a la longueur du tube. Les écluses pour le personnel se placent en général à l'extérieur, soit sur le plafond même du caisson, suivant l'usage

adopté par M. George S. Morison (fig. 461), soit au haut de la cheminée, suivant la pratique de MM. Sooy Smith.

Les innovations, dues au développement des applications de l'électricité, sont la substitution aux lampes fumeuses de l'éclairage par l'incandescence, et l'usage du téléphone reliant l'intérieur des caissons avec l'extérieur, qui facilitent les manœuvres, tout en augmentant la sécurité et le bien-être des ouvriers.

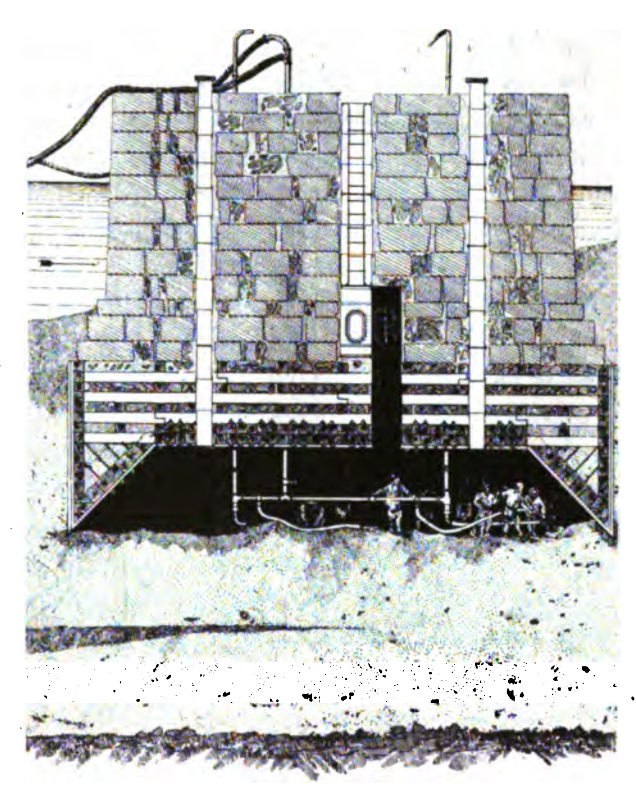


Fig. 461.
Fonçage du Caisson III du Pont de Blair-Crossing (25 janvier 1883).

Les Américains ont conservé, avec raison, pour leurs caissons, l'usage du bois, qui présente sur la tôle de nombreux avantages.

D'abord, on peut se procurer presque partout, en Amérique, le bois en abondance et à bon compte. Les caissons en bois, flottant naturellement, s'amènent aisément en place. Ils sont très étanches et très résistants, n'ont rien à craindre de la chute de matériaux, ni du choc de navires ou de débris flottants. Ils ne souffrent pas d'un échouage sur fond irrégulier et ne sont pas exposés, comme la tôle, à des accidents, lorsque le terrain est inégalement résistant ou renferme des points durs (rochers, troncs d'arbre, etc...);

toute avarie y est d'ailleurs facile à réparer, même avec les moyens les plus rudimentaires. Ils permettent, sans inconvénient, l'emploi, pour les déblais, de fortes charges d'explosifs; la projection de débris ne peut endommager les caissons communément usités. Lorsqu'on partage, comme au pont Washington, la chambre de travail en compartiments, isolés par de robustes cloisons, les ouvriers n'ont même pas à quitter le caisson pendant les explosions.

Le seul inconvénient du bois est le danger d'incendie : de tels accidents, qui se produisaient quelquefois avec les lampes, étaient facilement arrêtés en laissant rentrer l'eau à l'intérieur. Maintenant, avec l'éclairage électrique, ce danger n'existe même plus. Enfin le remplissage est plus aisément *parfait* que celui de caissons en tôle; et le bois se conserve indéfiniment intact dans l'eau, tandis que le métal est exposé à disparaître, à la longue, en provoquant des tassements. La vogue dont jouissent en Amérique les caissons en charpente est donc parfaitement justifiée.

Un caisson en bois se compose, en général, de cours de poutres d'environ $0^m,30 \times 0^m,30$ superposés alternativement dans des directions rectangulaires, dont les intervalles sont soigneusement remplis, s'il y a lieu, de poix et d'étoupe, et qui sont réunis par des broches verticales et des boulons. Le tout est souvent recouvert d'un double bordé croisé en madriers, dont tous les joints sont soigneusement calfatés.

L'arête inférieure est armée d'un couteau en métal. A diverses hauteurs, un certain nombre de fortes poutres traversent d'outre en outre le caisson et réunissent deux à deux les parois opposées. Le plafond est formé de poutres croisées, de fort équarrissage, soigneusement boulonnées et calfatées; il porte les diverses cheminées destinées aux hommes et aux matériaux.

Au-dessus du caisson s'élève, lorsqu'il est nécessaire, un coffre ou bâtardeau *(crib)*, de construction analogue, mais plus légère, à l'abri duquel se construit la partie immergée des piles.

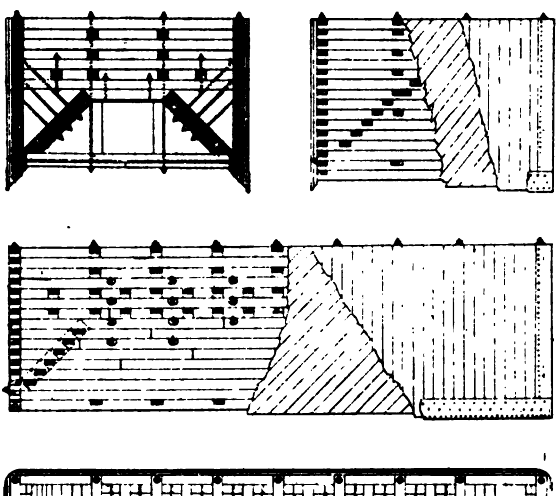
Les caissons usités en Amérique appartiennent à deux types *principaux :*

1° Le type ancien, ou massif, tout entier en charpente, qui a eu pour prototypes les caissons de Saint-Louis et de Brooklyn

(fig. 118-34). Ce genre de caisson a été modifié par M. Sooy Smith, qui donne aux parois une épaisseur uniforme (fig. 478).

2° Le type nouveau, dû à M. Morison, où la charpente est réduite à un minimum, et où la résistance est fournie par une calotte en béton, reportant sur le couteau la surcharge sans fatiguer le plafond.

Les figures 462-65 représentent un caisson du pont de Blair-Crossing qui est un bon exemple de caisson Morison. On trouvera d'ailleurs, à propos de chacun des ouvrages décrits, les particularités intéressantes des fondations.



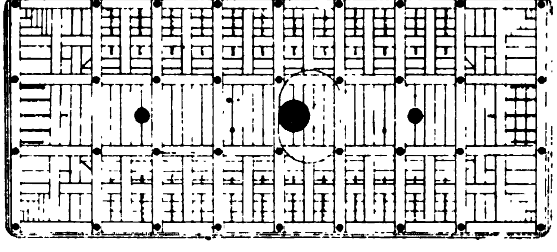


Fig. 462-465. — Caisson de M. Geo. S. Morison (Pont de Blair-Crossing).

Les applications de l'air comprimé sont malheureusement limitées et l'on sait les dangers auxquels elles exposent les ouvriers, quand la profondeur dépasse trente mètres[1]. Aussi les Américains ont-ils dû chercher un autre procédé, pour pouvoir construire des ponts sur certaines de leurs grandes rivières.

Les fondations par dragages, qui semblent avoir été employées pour la première fois au pont de Miramichi[2], permettent d'at-

1. — Consulter à cet égard les ouvrages antérieurs.
2. — Voir Lavoinne et Pontzen.

teindre à de bien plus grandes profondeurs. Le principe appliqué est analogue à celui des procédés de forage, qui ont reçu, comme l'on sait, un développement si considérable en Amérique. Il consiste à faire descendre un tube ou caisson ouvert, en bois ou en métal, en extrayant les déblais à l'intérieur, jusqu'à ce qu'on ait atteint la formation géologique sur laquelle on veut prendre appui.

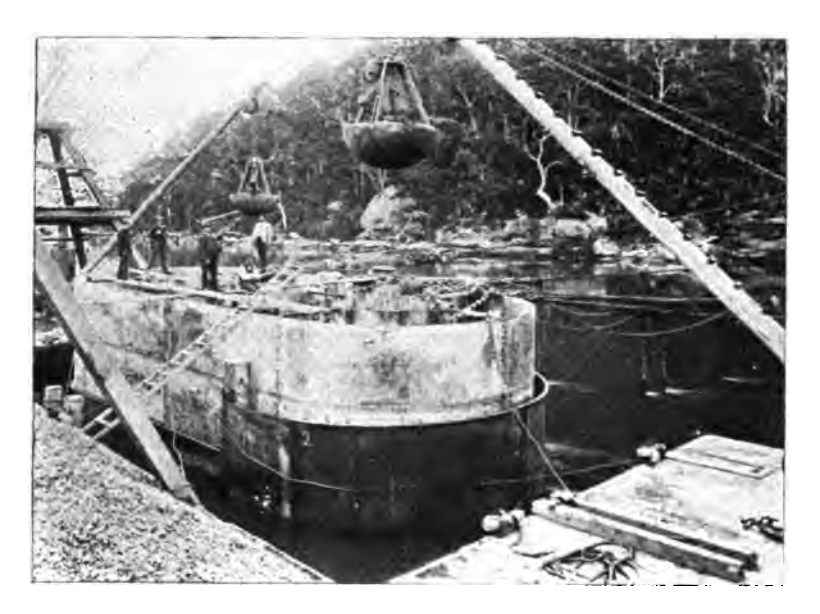


Fig. 463. — Pont de Hawkesbury. — Fondation de la pile 6.

Les caissons ouverts du pont de Poughkeepsie sont en bois : l'Hudson est profond, et la couche sédimentaire qui recouvre le roc est relativement peu épaisse. Mais lorsque les fondations doivent descendre très bas au-dessous du fond, le bois présente de grands inconvénients : il perd trop de poids dans l'eau, éprouve un frottement considérable dans certains terrains, ne permet qu'un allongement lent du tube, et demande, en somme, une main-d'œuvre généralement hors de proportion avec l'effet à obtenir. On se sert donc maintenant de caissons en tôle, qui se rallongent par anneaux.

Les caissons, à air comprimé ou sans fond, s'amènent généralement à flot à l'aide, s'il y a lieu, d'un fond mobile, et se mettent en place à l'aide d'un battage provisoire qui fixe leur emplacement. Pour guider dans leur descente les caissons sans fond, on se sert de palans prenant appui sur la rive, ou sur des corps morts, ou sur des navires ancrés à quelque distance (fig. 466).

L'extraction des déblais par dragages nécessite, pour être pratique, un matériel spécial. Une drague à godets, par exemple, appareil fort incommode même lorsqu'on ne dépasse pas quelques mètres, serait totalement inapplicable pour les profondeurs de quelque importance. On se sert donc de dragues *automatiques à mâchoires (grabs, grapples)*. MM. Anderson et Barr, qui se sont fait une spécialité de ces fondations, emploient une drague hémisphérique dont le parfait fonctionnement a été un facteur important de leurs succès répétés. Le grand poids de cette drague (3 T.) — qui lui permet d'attaquer les terrains les plus résistants, et même les roches tendres, — la disposition rayonnante de ses quatre mâchoires, — grâce à laquelle aucun obstacle ne peut échapper à leur étreinte, — enfin sa grande capacité (2^{mc},500), en font le modèle le plus achevé et le plus pratique des dragues de ce genre.

Nous donnerons, comme exemple de caisson ouvert, le modèle employé au pont de Hawkesbury (fig. 467-69). Un segment comporte trois puits cylindriques, autour desquels se trouve une enveloppe générale en tôle, à laquelle ils sont réunis par des entretoises. Les puits servent à l'extraction des déblais. Ils s'évasent à la base en formant des chambres dont les parois inclinées se relient entre elles et à l'enveloppe extérieure, pour former couteau.

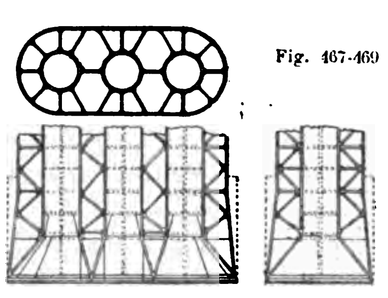


Fig. 467-469

Caisson ouvert du Pont de Hawkesbury.

Les espaces compris entre les puits et l'enveloppe sont remplis de matériaux variés, — de béton, dans le cas particulier, — au fur et à mesure de la descente, et fournissent ainsi la surcharge

nécessaire à l'enfoncement. Quand le fonçage est achevé, on remplit les puits de béton. L'anneau inférieur, haut de $6^m,10$, a un fruit latéral d'un dixième, le couteau ayant ainsi un développement supérieur à celui de la section courante du caisson. Le fruit du parement de cet anneau a une grande influence sur la facilité de la descente : plus il est prononcé, plus la descente est aisée, mais aussi plus la direction est difficile à conserver et plus les couches naturelles sont dérangées autour de la pile. Le choix de la forme convenable est l'une des questions les plus délicates qu'ait à résoudre l'ingénieur chargé de semblables fondations.

Au pont de Hawkesbury, on avait été conduit, en raison de l'épaisseur des couches solides à traverser, à donner à l'anneau inférieur un fruit important. Mais après avoir éprouvé des difficultés considérables, les entrepreneurs durent ajouter à cet anneau, dans les quatre derniers caissons, une gaine cylindrique qui, sans supprimer le *jeu* périphérique de 61 centimètres, faisait disparaître le fruit. Ces caissons furent alors foncés sans encombre. Depuis lors, on a constaté un léger déplacement horizontal de certaines piles.

Ces piles sont, il est vrai, fondées par près de 50 mètres de profondeur, dont plus de 30 mètres de vase molle, et les mouvements en ont été attribués à diverses causes locales, sur lesquelles nous reviendrons au chapitre VI. Mais il est néanmoins évident qu'il y a avantage à éviter tout *fruit* et à restreindre le *jeu au minimum nécessaire pour obtenir une descente régulière*. Ce minimum varie suivant la profondeur des fondations et la nature du terrain à traverser.

M. Anderson estime que, dans le sable *pur*, peu importe la forme des caissons; mais que, dans tout terrain ayant de la cohésion, vase compacte, sable argileux, etc., on ne doit employer que des caissons cylindriques, ou, à la rigueur, *télescopiques*, lorsqu'on a besoin de répartir la pression à la base sur une surface supérieure à la section de la pile.

Il est en somme préférable, quand on le peut, de n'employer que des caissons de section constante, et munis d'un nombre de puits suffisant pour permettre de diriger la descente. *Quatre puits*,

aux sommets d'un rectangle, semblent, à cet égard, le *minimum nécessaire;* car les tractions que l'on peut exercer sur les caissons ne sont efficaces que dans les débuts du fonçage.

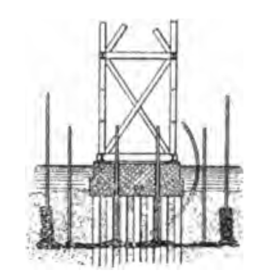


Fig. 470.
Réparation des piles du pont du Lac de Croton.

Pour la pile centrale de la travée tournante de l'Insterstate Bridge, on a employé un caisson absolument cylindrique, mais dont le couteau était muni, suivant un dispositif depuis longtemps employé et recommandé par M. G. Bouscaren, de jets d'eau sous pression, destinés à faciliter la descente.

Enfin, certains ingénieurs ont proposé d'abaisser le centre de gravité des caissons, en incorporant, à la base, dans le béton, des matériaux lourds, comme des gueuses de fonte. Ils pensent que, dans certains cas difficiles, la dépense résultante serait compensée par une économie de main-d'œuvre.

Nous ne dirons rien ici du procédé allemand de congélation des terrains aquifères, qui est bien connu; et nous rappellerons seulement, en nous proposant d'y revenir plus loin, la substitution, non moins ingénieuse, de la pétrification à la congélation, obtenue en injectant, à l'aide de lances, une bouillie de ciment dans des sols perméables, imprégnés d'eau.

Nous en citerons un exemple : M. Harrisson a pu réparer à sec, en sous-œuvre, les piles du pont du Lac de Croton, à l'abri de véritables *bâtardeaux en ciment*, obtenus en injectant un coulis de ciment dans le terrain naturel (fig. 470).

Mais des injections de mortier et de chaux hydraulique n'avaient-elles pas été aussi employées avec succès, dès 1835, en France, par M. l'Ingénieur en Chef Beaudemoulin, pour la consolidation de piles affouillées, au pont de Tours, sur la Loire?

CONCLUSION :

Nous nous sommes proposé, dans ce chapitre, un double but :

Nous avons voulu, d'abord, dissiper les préjugés communément répandus en Europe contre les constructions articulées, faute d'une suffisante connaissance de leur véritable essence et de leurs avantages réels.

Nous nous sommes ensuite attaché à donner sur les méthodes américaines des renseignements aussi détaillés et aussi précis que possible, en vue d'en permettre l'application intégrale.

Cet exposé d'ensemble des *règles de la construction articulée* était nécessaire pour donner aux dessins d'exécution contenus dans l'atlas la signification complète qu'ils ne peuvent acquérir, pour des ingénieurs européens, qu'après une longue et minutieuse étude comparative.

Il nous permettra de traiter d'une manière plus sommaire les descriptions particulières d'ouvrages existants, qui, d'ailleurs, sans la possession préalable des principes nécessaires, ne peuvent présenter qu'un intérêt souvent moindre — et à peine plus d'utilité — qu'une œuvre purement littéraire.



Fig. 471. — Pont sur le Genesee (voir Fig. 206).



Fig. 472. — Pont des Marchands de Saint-Louis (Trois travées de $159^m,53$).

CHAPITRE VI

POUTRES A TRAVÉES INDÉPENDANTES

ous avons étudié, dans le chapitre précédent, les principes de *dessin* et de *construction* qui sont communs à toutes les poutres américaines.

Ces poutres appartiennent à des types divers, connus, en général, sous les noms des ingénieurs qui les ont inventés, ou qui en ont, les premiers, fait usage. Elles sont d'ailleurs indépendantes ou solidaires, fixes ou mobiles, et font partie de ponts ou de viaducs.

Nous étudierons d'abord les ponts fixes, à travées indépendantes.

Dans le début de l'application du métal à la construction des

ponts, les fermes usitées étaient assez nombreuses et pouvaient se diviser en trois genres principaux : *les poutres triangulaires,* dont la poutre Warren et la poutre Pratt (fig. 202) sont les types primaires; *les poutres à suspension directe,* ou poutres Bollmann (fig. 29-35), dans lesquelles chaque nœud était supporté à l'aide de haubans aboutissant directement aux appuis; les *poutres armées*, ou poutres Fink (fig. 36-55), dont la complexité était souvent poussée jusqu'au quatrième ordre.

Ces deux derniers systèmes avaient pour principal inconvénient leur manque de rigidité, résultant, comme dans les ponts du système Ordish[1], de la grande inclinaison de certains tirants; ils sont, sauf dans certaines constructions provisoires comme les échafaudages ou les chariots de montage, complètement abandonnés en Amérique. La poutre Fink se retrouve, cependant, dans les arbalétriers des fermes Polonceau.

Les poutres actuelles appartiennent toutes au genre triangulaire. Elles se distinguent *essentiellement* selon qu'elles sont *d'ordre simple, multiple ou complexe* (Voir page 138). Les différences de *dessin* qui font désigner des poutres de même ordre sous des noms divers n'ont, au contraire, qu'une importance *accessoire;* ces poutres correspondent, les unes et les autres, à des conceptions spéciales des conditions les plus avantageuses; et le degré de préférence à attribuer à chacune est, en général, une question de circonstances et d'appréciation.

Parmi les systèmes *simples*, la forme la plus *naturelle*, en quelque sorte, est celle de la poutre Warren, dans laquelle le réseau est formé de triangles isocèles. Les angles varient suivant la longueur des panneaux et le surbaissement. Dans les poutres anciennes, l'inclinaison des membres du réseau sur les semelles était généralement supérieure à 60 degrés. Dans certaines poutres triangulaires complexes, elle s'abaisse quelquefois, maintenant, jusqu'aux environs de 45 degrés.

La résistance d'un tirant est indépendante de l'inclinaison de celui-ci; mais, si l'on fait entrer en considération l'économie et la

1. — Voir Lavoinne et Pontzen.

rigidité, le calcul démontre que l'inclinaison la plus favorable à ce double égard est d'*environ* 45 degrés [1]. Au contraire, un membre de compression est placé dans des conditions d'autant meilleures, au point de vue de la résistance, qu'il est plus court, sa section restant d'ailleurs la même. D'où la poutre Pratt.

Le calcul démontre toutefois que la verticalité des montants n'est pas la solution la plus avantageuse à tous égards : c'est l'union de montants inclinés à environ 50 degrés et de tirants à 45 degrés qui réalise la plus grande économie. La poutre simple construite d'après ces données n'est pas usitée ; mais la poutre double correspondante est la poutre Post.

Dans la poutre Post, deux montants aboutissent à un même nœud supérieur, au centre de la travée. Pour éviter ce double emploi, on peut donner aux montants une orientation rayonnant progressivement, depuis la verticale, au milieu de la poutre [2], jusqu'à l'inclinaison des montants extrêmes. Il suffit pour cela de diviser chacune des deux semelles en un même nombre de parties égales : on obtient ainsi la poutre Smith.

Dans cette poutre, les montants, inégalement obliques et compris entre des semelles parallèles, sont d'inégales longueurs. La complication qui en résulterait a empêché cette poutre d'être jamais appliquée. Mais si l'on donne à tous les montants une même longueur, en conservant d'ailleurs, pour chaque semelle, la division en parties égales, la poutre ainsi formée aura au moins une semelle courbe : c'est la poutre Pegram. Il existe des poutres Pegram simples.

La poutre Smith présentait cet inconvénient, que les membres du réseau voisins des extrémités, qui supportent les efforts les plus importants, étaient les *plus longs*. Dans certaines poutres Pegram, l'égalité des montants n'est pas conservée : leur longueur décroît du centre aux appuis. Il en résulte une nouvelle économie.

1. — On peut sans inconvénient, en pratique, s'écarter un peu des valeurs correspondant à un maximum ou à un minimum théorique, lorsqu'on y trouve, d'ailleurs, quelque autre avantage.

2. — Il est d'usage, en Amérique, de donner toujours aux poutres un nombre impair de panneaux. Cette disposition est économique ; elle assure de plus, dans les poutres multiples, un meilleur partage du travail entre les poutres composantes.

Il y a enfin lieu de considérer à part les bow-strings. Un bow-string parfait, soumis à une surcharge uniforme, ne travaille pas comme une poutre, mais comme un arc équilibrant lui-même sa poussée ou sa traction. Il pourrait alors se réduire aux deux semelles. Le réseau, quelle qu'en soit la construction, n'intervient que pour résister aux déformations, en cas de surcharges dissymétriques. Il n'affecte pas forcément le dessin d'une *poutre* : tel est par exemple le cas des ponts Mosely. Mais, le plus souvent, le réseau dérive de la ferme Pratt.

Chaque poutre simple peut donner naissance à des poutres multiples ou à des poutres complexes.

La poutre triangulaire double a été employée, articulée, dans le pont déjà ancien de Saint-Charles, ou rivée, au pont de Coteau Landing. D'un ordre de multiplicité plus élevé, elle se rencontre dans de nombreux ponts en treillis rivé.

La poutre triangulaire complexe la plus simple s'obtient en additionnant le réseau de membres verticaux, disposés suivant les hauteurs des triangles isocèles. Un sur deux seulement de ces membres est utile; l'autre ne sert qu'à supporter l'une des semelles, s'il y a lieu. Les poutres ainsi construites sont, *en réalité,* des poutres simples, dans lesquelles la charge est directement supportée par *tous* les nœuds de *chacune* des deux semelles. Néanmoins elles ont le principal inconvénient des poutres complexes : la tendance à vibrer. Le plus remarquable exemple de ce système est le pont de Henderson.

En prenant appui sur les nœuds intermédiaires ainsi créés dans l'une des semelles, on peut supporter à l'aide de *sous-tirants (sub-ties)*, ou de *sous-montants* (*sub-struts*), les milieux des deux membres voisins du réseau, ce qui crée de nouveaux points d'appui pour le tablier. L'ancien pont de Louisville et le viaduc de Saint-Paul présentent des exemples de poutres triangulaires, doublement complexes, ainsi formées.

Mais il est facile de se rendre compte qu'il y a économie à reporter les charges sur les appuis par le plus court chemin possible. On peut être dès lors amené à faire alternativement usage de sous-tirants et de sous-montants, (V. A. Poutres types, fig. 10). C'est

la solution adoptée dans les consoles du pont de Poughkeepsie.

Enfin, si l'on prend appui sur les points de croisement d'une poutre triangulaire double, pour supporter le tablier en des points intermédiaires, on obtient une poutre *double et complexe,* qui est assez fréquemment employée. La raison de cette faveur est que, dans ce système, aucune des poutres composantes ne travaille jamais absolument seule, et qu'il permet, d'ailleurs, pour de très grandes portées, de recourir à des membres moins volumineux que ceux qu'exigent les systèmes simples ou complexes. C'est pour



Fig. 473. — Organisation d'une carrière, ouverte pour la construction du Pont de Van Buren.

ce motif qu'il a été appliqué au pont Cantilever de Memphis. Le pont Cantilever de Kentucky et Indiana et un certain nombre de travées libres articulées ou rivées appartiennent à ce système.

La poutre Pratt multiple est généralement connue en Amérique sous le nom de Whipple, et en France sous celui de Linville. En fait, c'est Whipple qui a, de beaucoup, le droit de priorité, bien qu'il ne soit pas lui-même le premier à l'avoir employée. Mais il est l'auteur de la poutre *trapézoïdale.*

La poutre Whipple ou Linville est celle qui a joui de la vogue la plus considérable, et il serait trop long d'énumérer les grands

ouvrages construits dans ce système, depuis les travées libres de Steubenville et du Cincinnati Southern Ry, jusqu'à celles de Cairo; depuis les premiers ponts Cantilevers sur le Kentucky River et de Minnehaha, jusqu'à ceux de Niagara, de Saint-John et de Lachine.

On en faisait de doubles et de triples, même de quadruples. Mais elles sont, maintenant, complètement tombées en défaveur.

Les poutres complexes Pettit s'obtiennent en soutenant le milieu des tirants de la ferme Pratt à l'aide de sous-tirants ou de sous-montants prenant appui sur un nœud voisin.

Les deux types (fig. 204-205) sont également employés. La ferme à sous-montants est théoriquement plus économique que la ferme à sous-tirants, parce qu'elle reporte plus directement les efforts sur les appuis; mais la différence est faible et la substitution nécessaire de membres rivés aux barres à œils renverse le sens de cette inégalité. Certains ingénieurs préfèrent néanmoins la ferme à sous-montants, parce qu'elle renferme plus d'organes rigides, ce qui la rend moins sujette aux vibrations. Dans certains ponts récents, comme le pont de Louisville et Jeffersonville, on a développé encore cette qualité en construisant comme un membre de compression la moitié inférieure des tirants, en raison des grandes variations d'intensité auxquelles les efforts y sont sujets.

La poutre Pegram n'a été employée que simple ou double. Les plus remarquables applications qui en aient été faites sont le pont de Fort Smith, et la grande halle de 183 mètres de l'*Union Station* de Saint-Louis, dont les diverses travées sont supportées par des poutres Pegram.

Enfin, dans les grands ponts actuels, cantilevers ou tournants, et même dans certaines poutres libres à semelles polygonales, on ne s'astreint plus à conserver l'égal partage de la poutre primaire, ni à appliquer un même dessin à chacune des divisions. On donne toujours à la ferme définitive des panneaux d'égale longueur, mais qui dérivent souvent des poutres types les plus diverses. Les *poutres hybrides* ainsi formées présentent de grands avantages, car elles permettent de toujours conserver à chaque membre du réseau l'inclinaison la plus favorable, condition souvent irréalisable dans les poutres ordinaires, quand la hauteur en est variable. Les

systèmes hybrides, employés à propos, unissent donc l'économie à la rigidité et se prêtent à un appareil aussi décoratif que toute autre forme particulière, lorsqu'on a le soin de n'associer que des dessins compatibles.


OUR compléter cette comparaison théorique des diverses poutres types, il resterait à les classer par rang d'économie. C'est ce qui a été fait plus loin (Chapitre XI).

Mais elles prêtent à des remarques pratiques plus intéressantes.

Au premier rang des considérations qui doivent guider, dans chaque cas particulier, pour le choix d'une poutre type, figure évidemment l'aptitude de celle-ci à rendre les services spéciaux qu'on lui demande :

Pour un pont route, toutes les poutres types sont, en général, également applicables, et l'avantage reste alors aux plus économiques.

Au contraire, les poutres qui *vibrent* font de mauvais ponts de chemins de fer. Or, les vibrations sont dues à trois causes principales : 1° les inégalités que présentent forcément les voies les plus parfaites et les mouvements (lacet, galop, etc...) résultant des efforts non compensés dont la machine est le siège; 2° la brusque mise en charge d'organes qui ne travaillent, normalement, que peu ou point, — surtout lorsque ces organes sont légèrement fléchis, comme peuvent l'être, par la pesanteur, des tirants non verticaux, ou, dans les ponts rivés, des barres de treillis mal tendues; 3° les répétitions d'efforts. Les vibrations sont donc absolument indépendantes de la rigidité. Ce serait une erreur de croire, en particulier, que les ponts articulés sont plus vibrants que les ponts rivés. C'est purement une question d'espèces.

Les systèmes simples sont de beaucoup les moins vibrants, parce que *chacun* de leurs membres concourt à supporter *toutes les charges*, mortes ou vives, et ne subit jamais, pour ce *motif, d'efforts instantanés,* du moins *dans les poutres articulées.*

Il n'en est pas de même des poutres multiples, dans lesquelles le partage est loin d'être égal, surtout lorsqu'elles sont rivées. Le

trouble apporté par la rivure dans le rôle des organes explique pourquoi certaines poutres rivées vibrent beaucoup, malgré leur rigidité. La rivure facilite d'ailleurs la propagation des vibrations.

Quant aux systèmes complexes, ils renferment des organes secondaires qui jouent un rôle *exclusivement local;* ils sont donc forcément plus vibrants que les systèmes simples, d'autant plus, d'ailleurs, que les *sous-poutres (sub-trusses)* sont plus petites. On doit donc réserver les poutres complexes pour les très longues portées, auxquelles les poutres simples cessent d'être applicables, et s'attacher à leur donner, plus qu'à toutes autres, des panneaux de très grandes dimensions.

Mais, quelle que soit la poutre type choisie, il faut surtout éviter, pour les ponts de chemins de fer, de lui donner une semelle parabolique. Car, aux inconvénients inhérents au système choisi, s'ajoutent alors ceux qui sont propres aux bow-strings (voir page 156) et qui en font les constructions les plus exposées aux vibrations. Les ingénieurs américains évitent cet écueil en donnant toujours au montant extrême une *inclinaison accentuée* sur le premier élément de la semelle.

Au point de vue de la *construction*, chaque système a ses avantages et ses inconvénients.

Dans la poutre Warren et ses dérivées, l'inclinaison des montants ne permet point d'y river les pièces de pont, suivant l'usage maintenant général dans les ponts à voie intérieure. L'emploi des poutres triangulaires *articulées* s'applique mieux, pour ce motif, aux ponts à voie supérieure.

La construction des fermes multiples ou complexes présente des points délicats. Nous avons vu que l'on s'oppose au fléchissement des poutres, en leur donnant une cambrure. Dans les poutres simples, aucune difficulté. Mais lorsque le réseau comporte des points de croisement, comme c'est le cas des poutres multiples et complexes, ces points se déplacent, sur les membres du réseau, suivant que la poutre est lège ou chargée. Il en résulte que, si les membres sont reliés par une cheville à leur point d'intersection, ils seront exposés, de ce fait, à des efforts secondaires (tensions,

compressions et flexions), pour tout chargement différant, si peu que ce soit, des conditions théoriques pour lesquelles la construction est réglée.

Nous avons donné antérieurement (page 158) la méthode qui permet d'obtenir le plus simplement la cambrure. Toutefois certains ingénieurs en emploient d'autres : on donne quelquefois à chaque membre une longueur telle qu'il reprenne, sous les charges, sa dimension théorique. Mais alors les avis sont partagés, les uns faisant intervenir dans le calcul de la cambrure les efforts



Fig. 174. — Matériel flottant, pour la construction des piles du Pont de Van Buren.

moyens, résultant de la considération d'une surcharge uniforme appropriée; d'autres, les maxima exercés par les charges réelles, bien qu'*en fait* ces maxima ne se produisent jamais simultanément dans les divers membres d'une charpente.

Quelque méthode que l'on emploie, on voit qu'il n'est pas possible d'aboutir à une solution parfaitement rationnelle, si l'on relie ensemble les membres des réseaux multiples, à leurs points d'intersection. Les habiles ingénieurs qui ont inauguré l'ère des grandes portées et ont ouvert à l'art américain sa voie moderne, M. G. Bouscaren et C. Shaler Smith, avaient évité scrupuleusement cet écueil, au pont du Cincinnati Southern Ry et au viaduc du Kentucky River, en se contentant de supporter les barres, pour

les empêcher de fléchir, à l'aide d'agrafes rivées aux montants. Dans des ponts plus récents (Lachine, etc.), M. Shaler Smith, tout en réunissant par des chevilles les barres aux montants, à leurs croisements, a percé ceux-ci de trous suffisamment élargis pour que la déformation des poutres ne pût jamais les fléchir.

Mais la plupart des constructeurs ne s'arrêtent plus à cette considération, qui a, en fait, d'autant moins d'importance que les travées sont plus grandes. D'après M. F. W. Skinner, la cambrure de $0^m,15$ donnée aux consoles du pont de Saint-John n'altérait pas d'*un millimètre* la longueur des barres à œils composant chaque demi-tirant. Aussi, depuis que M. G. Morison a introduit dans ses poutres Linville la liaison des montants avec les tirants, l'usage s'en est généralisé, en raison des facilités considérables qui en résultent pour le montage. On fait seulement en sorte que les montants ne soient point fléchis lorsque la travée est chargée. C'est là, néanmoins, un des défauts des poutres multiples.

Dans les poutres complexes, l'inconvénient est beaucoup moindre. Il n'existe même, à proprement parler, que dans celles où les nœuds intermédiaires sont portés par les *montants* du réseau : les poutres Pettit en sont donc exemptes. Seules les poutres triangulaires *doublement* complexes et les poutres triangulaires *doubles et complexes* n'y échappent point complètement, — ces dernières surtout. Mais ces systèmes ne sont employés que pour de très grandes travées, dans lesquelles la surcharge n'a que peu d'importance par rapport au poids mort, et ne produit que de très faibles flèches[1].

La cambrure donne néanmoins lieu, dans certains cas, et même dans les poutres Pettit, à des problèmes de *montage* fort difficiles. Par exemple, lorsqu'un ensemble de pièces *rigides* affecte la forme d'un quadrilatère muni de ses deux diagonales, ou d'un triangle muni d'une hauteur ou d'une médiane, toutes ces pièces ayant des longueurs diversement altérées en vue de la cambrure, il est

1. — Dans certains grands ponts, les flèches ne dépassent pas 1/2500 de la portée, même dans les épreuves à poids roulant, où la vitesse dépasse quelquefois 60 kilomètres à l'heure.

impossible de fermer les polygones tant qu'elles n'ont pas repris, sous l'influence des charges, leur *longueur théorique*. Le cas s'est présenté, en particulier, au pont cantilever de Red-Rock, et il a été habilement tourné, par M. G. Morison, au pont de Bellefontaine.

On réduit d'ailleurs, maintenant, la cambrure au *minimum strictement nécessaire* pour que le pont ne fléchisse jamais au-dessous de l'horizon.



N autre point délicat résulte, pour certains systèmes complexes, de la courbure d'une des semelles : dans la partie médiane d'une poutre Pettit, les contre-tirants, *nécessaires, comme dans toute autre poutre Pratt* [1], ne coupent les tirants en leur milieu que si le panneau est rectangulaire. Or les sous-montants ou les sous-tirants doivent prendre appui sur le milieu des tirants, pour que, la division des semelles restant égale, les suspendeurs des nœuds secondaires demeurent verticaux.

Pour résoudre ce problème, on a été amené à recourir à trois solutions distinctes :

Aux ponts du Havre-de-Grâce et de Cincinnati et Covington, les semelles sont parallèles dans toute la partie où l'on a dû établir des contre-tirants. C'est là le motif du contour exceptionnel adopté pour la semelle du pont du Havre-de-Grâce.

Au pont des Marchands de Saint-Louis, donnant aux semelles une courbure continue, M. Geo. S. Morison n'a pas hésité à briser la ligne des contre-tirants, dont les deux segments aboutissent alors au milieu des tirants. Il en résulte seulement une légère complication dans le calcul des efforts, qui restent néanmoins parfaitement définis. Cet exemple a été imité, depuis, dans divers ponts.

Enfin, au Winner Bridge, M. Franck D. Moore a eu recours à une

1. — On peut voir, dans certains ouvrages antérieurs, que le véritable régime de ces poutres ne semble pas avoir toujours été exactement apprécié.

solution radicale : il a séparé complètement les sous-tirants des contre-tirants, qui demeurent rectilignes (fig. 211).

Il reste enfin un dernier point de vue, qui a son importance : celui de l'*économie du montage*. A cet égard, les poutres Pratt et leurs dérivées, les *poutres Linville surtout*, sont de beaucoup celles qui demandent la moindre main-d'œuvre, en raison de la verticalité de leurs montants. C'est une poutre Linville de 159^{m},65 du pont de Cairo, notamment, qui a été montée en quatre jours par les Baird Brothers.

Les poutres triangulaires ne se prêtent pas à de semblables tours de force ; néanmoins, elles présentent des avantages spéciaux pour le montage en porte-à-faux des ponts cantilevers à voie supérieure.

Il nous reste à passer en revue les applications les plus intéressantes des principes de construction développés antérieurement.

Nous commencerons par la poutre Pratt et ses dérivées, parce qu'elles sont, de beaucoup, les plus répandues.

I. — POUTRES PRATT

Pont de Van Buren; **(V. A.)**[1]. — Le pont de Van Buren est un des premiers ponts construits sous l'influence des principes qui dominent la pratique américaine actuelle : emploi des systèmes simples, des grands panneaux et des contours polygonaux.

Ce pont, situé sur le Saint-Louis & Santa-Fé Ry, franchit l'Arkansas, près de la ville de Van Buren. Il est à voie simple, intérieure, et comprend huit travées, dont une tournante. Parmi les travées fixes, trois ont une ouverture de 77^{m},04 ; les quatre autres n'ont que 49^{m},38. La travée mobile mesure 111^{m},56 et tourne, suivant l'usage américain, sur une pile centrale, en dégageant deux chenaux de même largeur. Ces portées sont comptées de centre en centre des chevilles extrêmes, et la longueur totale de l'ouvrage, entre appuis extrêmes, est de 548^{m},00.

1. — La notation V. A. signifie voir l'Atlas.

Toutes les piles, sauf une, s'appuient sur le roc. Les six piles en rivière sont fondées à l'air comprimé et reposent sur le rocher, à une profondeur moyenne de 8^m,50 au-dessous du niveau de l'eau. Les caissons mesurent pour la plupart 5^m,50 × 8^m,84; et leur hauteur varie, y compris les *cribs* qui les surmontent, de 3^m,66 à 9 mètres de hauteur. La pile de la travée tournante est fondée sur un caisson octogonal de 9^m,78 de diamètre.

Les caissons sont en pitch-pin. Les parois, faites de cours ho-

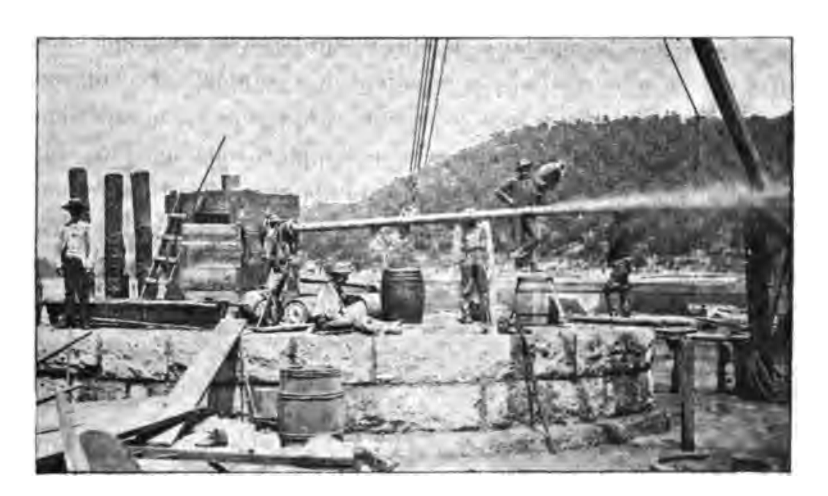


Fig. 475. — Pont de Van Buren. — Fonçage de la pile.

rizontaux de poutres juxtaposées, ont 0^m,60 d'épaisseur et sont revêtues, extérieurement et intérieurement, de madriers de 3″ (0^m,075). Le plafond a également 0^m,60 d'épaisseur, et la chambre de travail mesure 3^m,96 × 10^m,36, avec une hauteur de 1^m,829 sous poutres. Les parois des coffres, ou *cribs,* sont faites d'une seule épaisseur de poutres superposées de 0^m,30 × 0^m,30, et sont reliées, à chaque étage, alternativement en long et en travers. Ils n'ont qu'un revêtement extérieur, et sont remplis de béton composé, en volume, d'une partie de ciment, deux de sable et trois à cinq de pierre cassée. La chambre de travail est remplie de béton de même composition. La maçonnerie commence à 1^m,20 au-dessous des basses eaux.

Les piles 7, 8 et 9 sont fondées sur pieux battus à l'intérieur d'un coffrage descendant de 1m,83 au-dessous des basses eaux. Les pieux sont au nombre de 84 et ont été battus, par injection, jusqu'au roc. Le poids du mouton était de 2 tonnes. Les pieux, recépés à 0m,60 sous les basses eaux, supportent des poutres de 0m,30 × 0m,30, sur lesquelles repose un grillage en poutres de mêmes dimensions. Le coffrage est entièrement rempli de béton jusqu'au niveau supérieur du grillage. La 10e pile est fondée à sec, au-dessus du niveau de l'eau, sur un massif de béton.

Les maçonneries sont en calcaire et en grès; les piles ont 2m,60 sur 6m,70; la pile de la travée tournante est cylindrique et a 9m,10 de diamètre.

Les piles fondées sur pilotis sont protégées par des enrochements au talus de 3 de base pour 2 de hauteur.

La superstructure est calculée de la manière suivante : les semelles doivent résister à une surcharge roulante, uniforme, de 4.464 kilog. par mètre courant; le réseau a une surcharge vive se composant de 45.400 kilog. concentrés sur 6m,10 de base et suivis d'une surcharge uniforme de 4.464 kilog. par mètre courant sur le reste de la travée. On a tenu compte, en outre, en vue de l'addition d'une voie charretière, d'une surcharge supplémentaire de 1.190 kilog. par mètre courant.

Les trois travées de 77m,04 et la travée tournante ont un contour polygonal. Les autres ont leurs semelles parallèles. La hauteur libre est de 6m,10 au-dessus de la base des rails; la largeur nette est de 5m,49. La travée mobile tourne sur une *couronne (rim)* [1] et se manœuvre à la main.

La première tranchée fut ouverte le 13 avril 1885; et les fondations étaient terminées le 2 novembre.

La première pierre fut posée le 21 mai, et la dernière pile, achevée le 21 novembre.

Le montage de la superstructure commença le 7 novembre 1885, et le premier train franchissait le pont le 9 février 1886.

---

1. — Voir Chapitre IX.

Le travail avait été interrompu pendant 23 jours seulement, par suite des crues de la rivière.

Le prix d'adjudication était de $ 350.000, soit environ 1.750.000 francs.

Ce pont est l'œuvre exclusive — projet et exécution — de l'Union Bridge Co. Les circonstances dans lesquelles il a été établi — à une distance de plus de 1.000 kilomètres des ateliers, à l'aide de carrières ouvertes sur place, dans des conditions moyennes de difficulté et d'après des projets où l'économie, plus que l'esthétique, a dicté le choix des ouvertures, — la perfection des détails, le soin apporté à l'exécution et la rapidité du montage en font un excellent spécimen de cette nombreuse classe d'ouvrages que les grandes compagnies de construction fabriquent *commercialement.*

Aussi reproduisons-nous, pour n'y plus revenir, un certain nombre de photographies qui montrent, mieux qu'une description, l'organisation d'un chantier de construction en Amérique (fig. 473-75).



ont de Fort Madison; (V. A.). — Construit également par l'Union Bridge Co., pour une branche de l'Atchison, Topeka & Santa Fé Ry, le pont de Fort-Madison diffère peu, comme aspect, de celui de Van Buren. Suivant la solution généralement adoptée sur le haut Mississipi, il ne laisse que peu de hauteur libre au-dessus des crues et donne passage à la navigation à l'aide d'une travée tournante de 122 mètres.

Les autres travées, fixes, sont au nombre de sept, dont deux de 45^{m},72, une de 83^{m},66 et quatre de 72^{m},38.

Le Mississipi, dans toute sa haute vallée, a un cours très sinueux et mobile, parsemé d'îles et de bancs de sables, qui se développe entre des collines abruptes, souvent taillées à pic, dont l'espacement varie entre 1.500 mètres et 4.500 mètres. A Fort-Madison, la vallée à environ 3 kilomètres de large, et les crues atteignent 5 mètres.

Le courant dépasse normalement 3 kilomètres à l'heure et atteint, en temps de crue, près de 7 kilomètres.

Du côté de l'Illinois, sont des falaises calcaires; mais le rocher se trouve à une profondeur trop considérable à l'emplacement du fleuve; et l'on a dû se contenter d'asseoir les fondations, pour les quatre premiers appuis, sur la rive de l'Iowa, sur des pieux battus dans une couche d'argile bleue très résistante, puis, pour les trois suivants, à l'aide de caissons à l'air comprimé, directement sur cette argile, en un point où elle est recouverte d'une épaisse couche de galets. Les quatre dernières piles sont fondées, à l'abri de bâtardeaux, sur des pieux recépés à 3m,60 environ au-dessous des basses eaux. Au delà, sur la rive de l'Iowa, un viaduc en bois ou *trestle,* protégé par une digue oblique, franchit une large plage de sable qui s'étend jusqu'à la berge.

La digue qui, sauf de rares exceptions, fait partie intégrante de tout ouvrage sur le Mississipi ou sur le Missouri, a 200 mètres de longueur et 5m,80 de largeur en crête. Elle est en pierres sèches et a pour but, tout en favorisant le dépôt du sable sur la plage, de diriger vers les ouvertures du pont les glaces qui atteignent ordinairement, chaque hiver, 0m,30 à 0m,50 d'épaisseur, et dont la débâcle se produit brusquement.

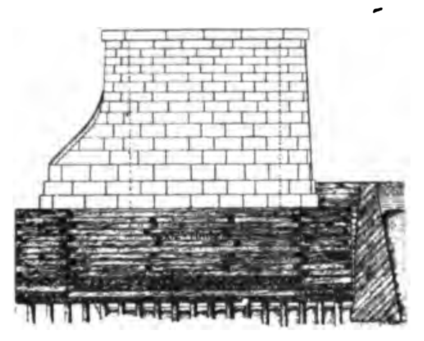


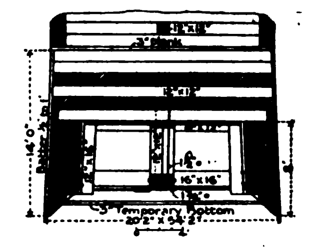
Fig. 473. — Pile du Pont de Fort Madison (d'après l'Engineering News).

Pour les battages, on employa des pieux de 17 mètres, en chêne blanc et en cyprès, battus, soit à l'aide d'un pilon automatique à vapeur Nasmyth, de 1.600 kilog. dont l'armature pesait au moins autant, et de 0m,08 de chute, soit à l'aide d'une sonnette à vapeur, dont le mouton pesait 1.450 kilog. et frappait sur une fausse tête *(follower)* en fer, pesant 1.000 kilog., avec une chute de 6 mètres. On s'arrêtait quand les pieux ne descendaient plus que de 0m,003 sous le pilon, ou de 0m,038 sous la sonnette; ce qui, d'après la formule de Weisbach, donne respectivement 210 et 132 tonnes de résistance par pieu. La charge de chaque pieu ne dépasse pas 19 tonnes. Les ingénieurs se sont félicités tout

particulièrement de l'usage de la *fausse tête*, qui évite l'éclatement des pieux et permet de diriger très facilement ceux-ci dans leur descente.

Nous donnons (fig. 476-81) des dessins qui montrent suffisamment la construction des piles et les procédés de fondation.

Le coffrage qui abrite, en Amérique, toute travée tournante, quand elle est ouverte, fut construit sur la rive, lancé, amené à flot, puis coulé en place à l'aide de ferraille; on battit, alors, à l'aide d'une sonnette flottante, des pieux dans les vides, aux emplacements voulus. Puis on délesta le coffrage et, quand il flotta, on l'acheva en le reliant aux pieux. Cet artifice simplifia beaucoup la tâche, en raison du courant, et de la profondeur qui dépasse 6 mètres.



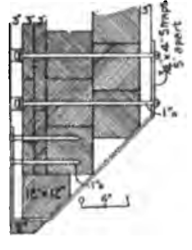


Fig. 477-478. — Pont de Fort Madison. Caisson Sooy Smith et détails du couteau (d'après l'Engineering News).

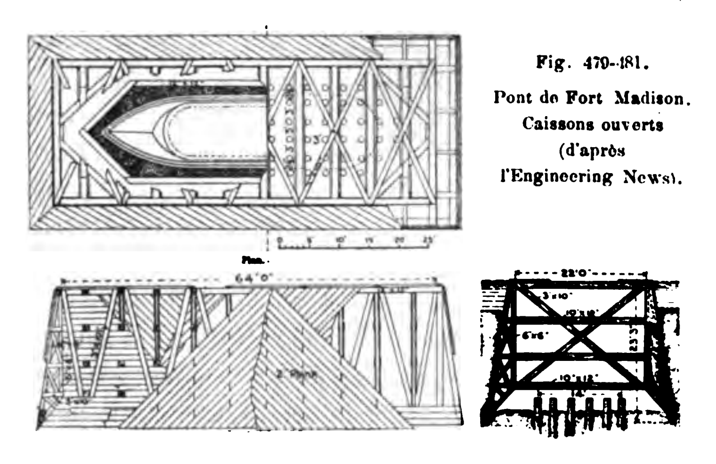


Fig. 479-481.
Pont de Fort Madison.
Caissons ouverts
(d'après
l'Engineering News).

Le procédé ordinaire consiste à battre d'abord les pieux, à les recéper et à couler dessus, en le lestant d'enrochements, un coffrage amené à flot tout achevé.

Les fondations à l'air comprimé ne présentent rien de remar-

quable : elles n'ont pas dépassé 16 mètres. Les caissons (fig. 477-78) sont du type ancien, modifié, de M. Sooy Smith.

Le remplissage des caissons est fait, suivant une coutume répandue en Amérique, de béton dans lequel on fait pénétrer, à l'aide d'une dame, des pierres volumineuses.

Les bâtardeaux ou caissons ouverts (fig. 479-81) sont particulièrement intéressants; construits sur la rive et amenés à flot, à l'aide d'un faux fond, ils étaient ensuite lestés de béton coulé entre leurs deux parois; et le sable était extrait à l'aide de pompes centrifuges. On battait alors les pieux à l'intérieur à l'aide d'une sonnette ordinaire, aidée par l'injection.

Les piles sont munies de brise-glaces en forme d'éperon. Leur stabilité a été calculée pour résister à une pression de 28 kilog. par centimètre carré, non compris une marge de sûreté, pour tenir compte du choc. Ce coefficient de 28 kilog. résulte d'expériences auxquelles s'est spécialement livré M. O. Chanute, ingénieur en chef du chemin de fer, en vue de rechercher sous quelle pression la glace s'écrase.

Les piles ont un parement de maçonnerie et un remplissage en béton mélangé, comme ci-dessus, de gros blocs de pierre. Ces blocs doivent seulement être parfaitement liés au béton et être écartés d'au moins $0^m,15$ les uns des autres, et d'au moins $0^m,30$ de toute pièce de charpente.

La superstructure est l'œuvre complète, dessins et exécution, de l'Union Bridge Co, à part de très légères modifications de détails dues à l'ingénieur assistant, M. W. H. Breithaupt.

Le pont, qui est à simple voie de chemin de fer et à double voie charretière (fig. 389), est calculé pour une surcharge composée de 2 machines, dont chacune, tender compris, pèse 86 tonnes et mesure $15^m,85$ d'empattement, suivies d'un train pesant 4.464 kilog. par mètre courant. Le pont étant à péage, on a compté sur une faible circulation et on a jugé suffisant, pour en tenir compte, d'augmenter de 10 % la section de tous les membres.

Le pont est en acier. Le contreventement et le tablier devaient être en fer. Toutefois, pour gagner du temps, on s'est servi, pour le tablier, de tôles d'acier doux fabriquées par la Steel Co. of

Scotland, et de même qualité que celles employées au pont du Forth.

Les fondations furent exécutées par Sooy Smith & Son; la superstructure, par l'Union Bridge Co.

Les quantités de matériaux employées sont :

Pilotis, 22.875 mètres.

Charpentes, 5.800 mètres cubes.

Fer (infrastructure), 11.700 kilogrammes.

Maçonnerie, 3.500 mètres cubes.

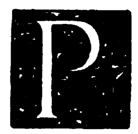
Béton, 2.700 mètres cubes.

Enrochements, 6.400 mètres cubes.

Fer et acier (superstructure), 2.674.000 kilogrammes.

Le premier pieu avait été battu le 16 mars 1887, et le premier train passait sur le pont le 16 décembre de la même année.

La dépense totale s'est élevée à $ 600.000, soit environ 3.000.000 francs.


ont de Hawkesbury; **(V. A.)** — Le pont sur l'Hawkesbury River franchit l'estuaire de cette rivière à environ 10 kilomètres de son embouchure.

Pour la construction de ce pont, le gouvernement des Nouvelles Galles du Sud ouvrit, en 1884, un concours entre les constructeurs du monde entier et, en janvier 1886, le projet de l'Union Bridge Co. fut classé premier sur quatorze concurrents.

Le pont a une longueur totale de 883^m,90; et la Compagnie s'engageait à l'achever en 2 ans et demi, moyennant un forfait de $ 1.589.220, soit environ 8.946.000 francs.

Le pont comprend 7 travées de 126^m,80. Les poutres, en acier, ont 124^m,97 de centre en centre des chevilles extrêmes et 17^m,68 de hauteur en leur milieu. Ce sont les plus grandes poutres libres, de système simple, construites jusqu'à ce jour, les poutres triangulaires du pont de Henderson étant, en fait, complexes.

Le maximum de profondeur de la rivière est de 23^m,47. La marée atteint 2^m,13. Le fond est vaseux jusqu'à une profondeur variant entre 18 mètres et 52 mètres. Au-dessous, se trouve une couche de sable sur laquelle les fondations devaient être assises.

La cote des fondations varie entre 30 mètres, à la pile 1, et 50 mètres, à la pile 6.

Les fondations (fig. 466 et 482) ont été faites par dragages. Les caissons, en acier, composés d'anneaux superposés, sont rectangulaires et terminés par des demi-cylindres (fig. 467). Ils ont 14^{m},63 de long sur 6^{m},10 de large. L'anneau inférieur, qui mesure 6^{m},10 de hauteur, a un fruit d'un dixième et dégage, par conséquent, 0^{m},61 de jeu tout autour du caisson. Chaque caisson est muni de trois puits de 2^{m},44 de diamètre, espacés de 4^{m},27 de centre en centre et reliés à l'enveloppe à l'aide d'entretoises. Ceux-ci se réunissent entre eux et à l'enveloppe extérieure pour former un couteau, armé de fortes tôles d'acier.

La partie inférieure des caissons était construite sur une île voisine, puis amenée à flot, à l'aide d'un fond mobile en charpente, puis lestée de béton, coulé dans les espaces annulaires, et descendue sur le fond dans une enceinte limitée par un battage. Le fonçage s'obtenait alors en extrayant la vase dans les puits, à l'aide de dragues automatiques de 2^{m},50 de diamètre, et en continuant le bétonnage au fur et à mesure de l'allongement du tube.

Lorsque le caisson était bien assis sur le sable, on remplissait les puits en y coulant, à l'aide de caisses, du béton composé, en volume, de 1 partie de ciment de Portland, 3 parties de sable et 6 de pierre cassée à l'anneau de 0^{m},06. A la base, le béton avait une composition plus riche.

La partie supérieure des piles, en maçonnerie, se compose de deux cylindres de 4^{m},27 de diamètre, espacés de 8^{m},53 d'axe en axe et reliés par un mur de 1^{m},83 d'épaisseur.

Les fondations des piles 5 et 6 ont présenté de grandes difficultés.

La base de la pile 5 commença, dès le début du dragage, à cheminer vers l'Est, transversalement à l'axe du pont. On s'efforça d'abord de la redresser en forçant les dragages dans le puits de l'Est. Mais, même avec une avance de 4^{m},50 dans ce puits, la pile restait inclinée vers l'Ouest. On dragua alors à l'extérieur du caisson, du côté Est, en versant les déblais contre la tête Ouest, — mais sans plus de succès. Lorsque le couteau se

trouva à la cote 22m,86 au-dessous du fond de la rivière, l'écart vers l'Est atteignit 1m,50 à la base et 0m,90 au sommet, alors que l'écart toléré n'était que de 0m,60. Le caisson se redressa légèrement, en arrivant sur le sable, mais l'écart supérieur en fut encore accru.

La drague du puits de l'Est s'accrocha alors au couteau, et l'on

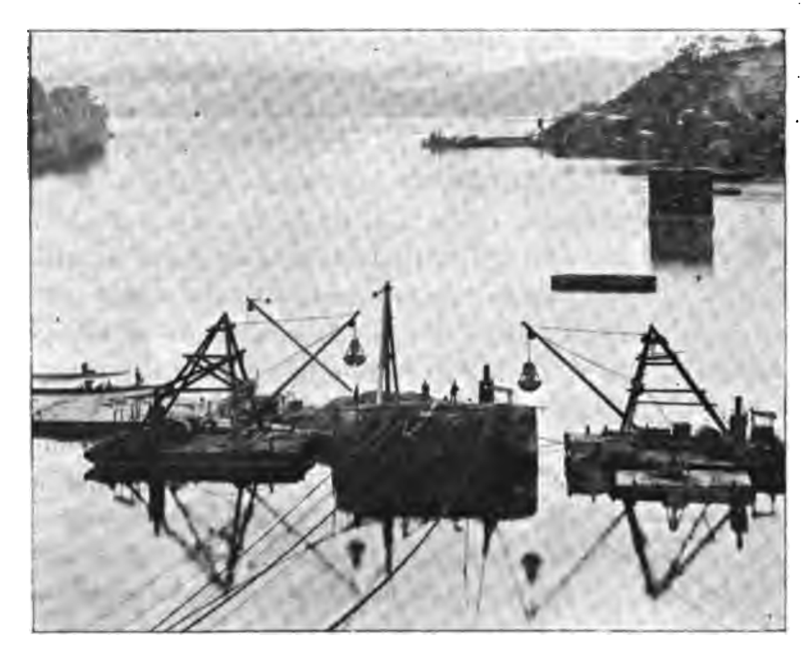


Fig. 482. Pont de Hawkesbury. Fondation de la pile II.

perdit beaucoup de temps pour la dégager. Deux dragues s'accrochèrent ensuite dans le puits central, et l'une d'elles ne put jamais être dégagée, en raison de la difficulté du travail des plongeurs par une telle profondeur d'eau salée.

On établit alors à l'Est de la pile un coffrage, fondé sur pilotis et rempli de plusieurs centaines de tonnes d'enrochements, pour s'opposer à tout mouvement ultérieur vers l'Est, et l'on chercha à redresser le caisson à l'aide de l'action combinée des dragages dans le puits de l'Est et d'une traction sur le sommet vers l'Ouest. On s'arrêta, sans avoir rien gagné, à la cote 43m,90 au-dessous

des hautes mers; et l'on se proposa alors de foncer, contre la pile et à l'Ouest de celle-ci, un caisson en forme de croissant, comportant deux puits d'extraction. Mais la malechance fit qu'à 8m,53 environ de la cote à atteindre, les puits s'écrasèrent sous la pression extérieure de la vase.

On dut alors se contenter de commencer les maçonneries, à l'aide d'un bâtardeau, aussi bas que possible, soit à 3m,81 au-dessous du niveau des basses eaux, et de les monter, jusqu'à ce niveau, par encorbellements successifs, en faisant usage de pierres de taille de 2m,10 à 2m,40 de longueur.

Bien que cette solution n'ait été acceptée qu'à défaut de tout autre recours, le centre de pression tombe ainsi presque au centre de la fondation.

Le fonçage du caisson 6 donna également beaucoup d'ennuis. Au point où il se trouve, le fond de la rivière a une forte déclivité vers le Nord; et, malgré la facilité de l'amarrer à la rive et les efforts faits pour le retenir, le caisson se déplaça dans le sens de la pente du fond. Il prit en même temps une inclinaison transversale, mais sans gravité. Faute de la possibilité de ramener un caisson muni d'une seule ligne de puits, les entrepreneurs durent alors obtenir du gouvernement l'autorisation de reculer la culée et d'augmenter de 1m,30 la longueur de la travée comprise entre la cinquième et la sixième pile. Ce fut la seule altération apportée au projet.

La pression théorique sur la base de cette pile, qui est la plus lourde, est d'environ 1 kilog. par centimètre carré. Mais, en fait, cette pression est beaucoup réduite par le frottement latéral.

Les difficultés éprouvées conduisirent alors les entrepreneurs à reconnaître que le fruit de l'anneau inférieur en était la cause principale, et l'on ajouta aux caissons 1, 2, 3 et 4 une enveloppe cylindrique de la hauteur de cet anneau, comme le montre en pointillé la figure 468. L'intervalle des deux parois fut rempli de béton.

Grâce à cette modification des caissons, les dernières piles furent fondées *sans difficulté*.

Par suite de la profondeur de la rivière et de l'épaisseur de la

vase, on ne pouvait songer à construire la partie métallique sur un échafaudage établi entre les piles.

Les travées furent donc montées sur un ponton, reposant sur un gril spécialement établi, dans ce but, à 1.200 mètres de distance. Le ponton mesurait 102m,10 de long sur 18m,60 de large et 3m,05 de profondeur. Il était divisé en 44 compartiments étanches et doublé de tôle galvanisée. Le ponton supportait un échafaudage en pin de l'Orégon, de 15m,24 de haut, sur lequel chaque travée fut successivement montée.

Quand la construction de l'une d'elles était achevée, on profitait de la haute mer de vive-eau pour l'amener en place, à l'aide d'un câble de 0m,15 fixé à l'une des piles et halé par un puissant treuil à vapeur installé sur le ponton. Deux remorqueurs aidaient à la manœuvre et, à la marée baissante, la travée reposait sur ses appuis. Ces opérations furent si bien conduites que, malgré l'énorme masse à mouvoir — chaque travée pesant à elle seule 800 tonnes — les trous de boulons des paliers vinrent chaque fois parfaitement coïncider avec ceux des sommiers.

Les fondations avaient duré du 9 décembre 1886 au 16 février 1888. Le montage, exécuté par MM. Ryland et Morse, était achevé le 1er mars 1889.

Le 4 avril 1889, on procéda aux épreuves à l'aide de deux trains, composés chacun de trois locomotives pesant chacune 55 tonnes, avec leurs tenders pesant chacun 27 tonnes, suivies de 8 trucs chargés de rails et pesant chacun 32 tonnes, et d'un frein pesant 10 tonnes. Après un séjour d'un quart d'heure, la flèche moyenne mesurée sur chacune des sept travées fut de 0m,057, le maximum étant de 0m,063. Ces flèches disparurent entièrement après le retrait de la surcharge. A la vitesse de 54 kilomètres à l'heure, on constata une augmentation des flèches de 0m,004.

Depuis la mise en service, quelques mouvements horizontaux se sont produits dans les piles, et on les a attribués aux diverses causes suivantes :

D'abord, le pont est situé au bas d'une longue pente de 25 millimètres ; et les trains, en y arrivant, serrent les freins et amortissent sur le pont leur force vive. Les trains montant la rampe

prennent de même sur le pont leur élan pour l'aborder. Il n'est donc pas bien étonnant que les piles, qui sont sur la totalité de leur hauteur immergées dans une vase peu consistante, et ne font que reposer sur le fond solide, se déplacent sous ces impulsions répétées. On a supposé aussi que le remplissage des puits pouvait être imparfait à la base, ou que le sable du fond cédait sous la



Fig. 483. — Transport sur ponton d'une travée de 121m,97, du Pont de Hawkesbury.

charge. Mais l'absence de tout tassement vertical rend cette explication inadmissible.

La forme des caissons n'est peut-être pas non plus complètement étrangère à ces mouvements.

Le jeu de 0m,61 donné aux caissons a dû amener l'éboulement du terrain alentour, pendant les fondations, et la formation d'une poche extérieure, remplie, au fur et à mesure, d'une vase mobile, qui mettra peut-être longtemps à se solidifier — si toutefois les vibrations le lui permettent jamais. Autour des premiers caissons foncés, la forme conique de la base a dû augmenter encore le trouble résultant de cette cause.

Il n'en est pas moins vrai que les profondeurs auxquelles sont fondées cinq des piles, sur six, et qui toutes dépassent 40 mètres, n'ont été atteintes jusqu'à ce jour dans aucun autre ouvrage. L'exécution de ces fondations fait donc le plus grand honneur aux entrepreneurs, MM. Anderson & Barr, à qui l'Union Bridge Co. les avait recédées et qui s'étaient, d'ailleurs, antérieurement signalés par des travaux semblables aux ponts de Providence et surtout d'Atchafalaya (38 mètres au-dessous du niveau de l'eau).

Quant à la superstructure métallique, elle constitue l'une des premières et des plus belles applications des principes de la construction américaine moderne, qu'elle a contribué à établir : emploi des poutres simples, des grands panneaux, des contreventements rivés, des contours polygonaux, etc. Et il nous a été donné de nous rendre personnellement compte, en 1886, dans les ateliers de l'Union Bridge Co., de la perfection d'exécution et d'ajustage des organes de ce pont, perfection qui permettait seule d'entreprendre et de mener à bien une pareille œuvre, à près de 7.000 lieues de distance, avec peu de personnel et un matériel restreint. C'est un des nombreux chefs-d'œuvre de cette association d'habiles ingénieurs, dont la renommée n'est plus à établir, et qui comprenait alors MM. C. Macdonald, Geo. S. Field, C. S. Maurice et Edmund Hayes.

C'est à l'Union Bridge Co. et à MM. Anderson et Barr que nous devons dessins et renseignements sur cet ouvrage.



ont du Sault-Sainte-Marie; (V. A.). — Les rapides qui portent ce nom séparent le lac Supérieur des lacs Huron et Michigan. Ils ont nécessité la construction, en 1884, d'un canal latéral, dont la navigation a acquis immédiatement une telle importance, que le tonnage en dépasse celui d'aucun autre canal au monde, y compris le canal de Suez.

Le pont franchit les rapides, à leur naissance, et le canal, et relie le Canadian Pacific Ry avec les lignes américaines aboutissant à la ville de Sault-Sainte-Marie.

Le fond du fleuve est formé d'un grès uni, généralement net de dépôts. Pour l'une seulement des piles, on dut nettoyer le fond, ce qui se fit simplement à l'aide de râteaux manœuvrés de bateaux ancrés au voisinage : le courant entraînait le gravier au fur et à mesure.

Les travaux furent commencés en août 1887, avec le matériel qui venait de servir au pont de Lachine. La profondeur de l'eau varie de 60 centimètres à $3^{m},60$; les crues ne dépassent pas 90 centimètres, mais il se produit fréquemment, par suite de l'action du vent sur le Lac Supérieur, des crues instantanées de 50 centimètres. Le courant atteint $14^{km},4$ à l'heure sur la rive canadienne, et le manque de profondeur interdisait d'ailleurs aux remorqueurs de s'approcher à moins de 100 mètres. On dut donc mettre les bâtardeaux en place à l'aide de câbles. Ils sont identiques, comme construction, à ceux du pont de Lachine : formés d'une seule épaisseur de poutres superposées de $0^{m},30 \times 0^{m},30$, ils sont dressés, à leur base, de manière à épouser la forme du fond, et munis, à l'intérieur, de rideaux en toile cloués près du fond. Des plongeurs déroulaient les rideaux et les lestaient au moyen de sacs de béton ; tout courant étant ainsi supprimé, on coulait le béton à l'aide de caisses. Après 48 heures de prise, on épuisait à l'intérieur et on construisait la maçonnerie. On donnait au béton un tiers de la profondeur de l'eau et au moins 60 centimètres d'épaisseur, minimum reconnu nécessaire pour obtenir l'étanchéité.

On éprouva de grandes difficultés pour la pile de la travée tournante. Cette pile est sur la rive, entre le canal et les rapides, et le roc, fissuré, débitait des torrents d'eau, qui nécessitèrent un matériel d'épuisement considérable.

Les maçonneries sont en grès et en calcaire. Le pont, du système Pratt, articulé, comprend 10 travées de $73^{m},76$ et une travée tournante de $120^{m},70$. Cette ouverture a été jugée nécessaire en vue de l'élargissement du canal. Les accès comprennent d'importants remblais, 380 mètres de trestle et plusieurs poutres à âme pleine.

**ont de Winona; (V. A.).** — Ce pont, à simple voie, sur le Mississipi, a été construit pour le compte d'une Compagnie spéciale, la Winona Bridge Ry Co, afin de relier entre elles un certain nombre de lignes préexistantes.

Il mesure en tout 384 mètres de longueur, et comprend une travée tournante de 134^{m},11 et trois travées fixes, — une de 109^{m},73, et deux de 73^{m},15; — 91^{m},44 de trestle, sur une rive, et 365^{m},70, sur l'autre, y donnent accès (fig. 484).



Fig. 484. — Pont de Winona.

La travée tournante est située à l'emplacement du chenal actuel.

Toutes les piles sont, suivant l'usage adopté sur le Mississipi, fondées sur pieux coiffés d'un grillage. Les pieux sont en chêne; e grillage, en pin, est arrêté à 60 centimètres au-dessous des plus basses eaux, et varie, en épaisseur, de 60 centimètres à 1^{m},80, suivant les piles. Les piles sont en maçonnerie de calcaire dur; elles mesurent, au sommet, 2^{m},50 de large sur 6^{m},70 de long et sont munies, à l'amont, de brise-glaces ou éperons, inclinés à un de base pour deux de hauteur. Les parements ont un fruit latéral de 1/24. La pile centrale de la travée tournante est cylindrique, et mesure 9^{m},15 de diamètre.

Les travées de 73m,15 mesurent 5m,18 entre fermes et ont une longueur de panneaux de 9m,15. La travée de 109m,75 a même longueur de panneaux, mais mesure 6m,10 entre fermes.

Les membres de compression devaient être en fer, et les membres de tension en acier; mais, en exécution, l'acier doux a été généralement substitué au fer.

L'acier, fabriqué sur sole, ne devait pas renfermer plus de 0,0005 de phosphore en moyenne, ni plus de 0,0006 au maximum.

Deux qualités d'acier et une de fer étaient employées [1] :

		ACIER MOYEN	ACIER DOUX	FER
		k.	k.	k.
Limite de résistance	Supérieure	50.4	44.1	»
	Inférieure	44.8	38.5	32.9
(Minimum)	Limite d'élasticité	25.9	21 »	16k,8
	Allongement sur 200 m/m.	22 %	28 %	10 %
	Striction	44 %	50 %	15 %

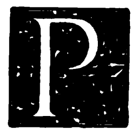
La travée tournante est supportée par un tambour d'acier de 8m,62 de diamètre, tournant sur 50 galets d'acier fondu (voir l'atlas).

La manœuvre se fait à la vapeur. La machine motrice est située au centre de la travée. La rotation est commandée par un pignon, engrenant avec une couronne dentée fixe. Le calage et le verrouillage des extrémités de la travée se font à l'aide de béquilles, mues par une vis à double filet, manœuvrée par un arbre de commande placé longitudinalement sous le tablier.

Les travaux commencèrent le 1er août 1890; ils étaient terminés le 11 juin 1891, et le pont fut mis en service le 14 août suivant.

Ce pont a été construit par l'Union Bridge Co, sur les dessins de M. Geo S. Morison, Ingénieur Conseil, sous le contrôle de M. D. M. Wheeler, Ingénieur en Chef du Winona & Southwestern Ry.

1. — Dans le cours de cet ouvrage nous avons toujours donné les valeurs des efforts, limites d'élasticité, limites de résistance, en kilogr. par millimètre carré.

ont d'Alton; (V. A.). — Le pont d'Alton est situé sur le Mississipi, à environ 6 kilomètres en amont du confluent de ce fleuve avec le Missouri.

Il comprend sept travées fixes, — six de $64^m,01$ et une de $109^m,73$, — et une travée tournante de $137^m,16$ (entre chevilles). Les deux dernières sont presque identiques aux travées correspondantes du pont de Winona. La longueur totale du pont est de $640^m,70$. Le fleuve a, en hautes eaux, une largeur beaucoup plus grande; mais, ici comme dans la plupart des autres ponts qu'il a construits sur le Mississipi et sur le Missouri, M. G. Morison, Ingénieur en Chef de ce pont, a réduit le lit à sa largeur utile, en abritant la partie retranchée par un écran perméable en charpente, maintenu à l'aide de deux lignes de pieux et identique à celui du pont de Winona (fig. 484), qui a suffi pour provoquer un rapide remblaiement par les crues.

La travée tournante a été construite au-dessus de l'emplacement actuel d'un banc de sable. Mais les travaux de redressement du lit doivent amener en ce point le chenal, dont on aidera, s'il y a lieu, le creusement à l'aide de dragages.

Comme la plupart des ponts situés, sur le Mississipi, en amont de son confluent avec le Missouri, le pont d'Alton est fondé sur pilotis. Le rocher se trouve en effet à des profondeurs trop considérables, et l'on doit se contenter presque partout d'asseoir les fondations sur les terrains d'alluvion qui forment le lit actuel du fleuve. Ce lit est d'ailleurs beaucoup moins affouillable que celui du Missouri, bien que les crues, à Alton, atteignent 9 mètres. Les piles reposent, comme d'habitude, sur un grillage noyé dans du béton. La fondation a été faite à l'abri de bâtardeaux, qui ont été ensuite enlevés pour éviter toute obstruction du lit de la rivière. La maçonnerie, en calcaire oolithique, commence à 2 mètres environ au-dessous des basses eaux. Les piles sont défendues par des enrochements.

La superstructure est tout entière en acier. Le pont est à double voie et appartient au système Pratt. L'intérêt principal qu'il présente réside : 1° dans la travée de $109^m,73$, qui est à la fois une

des plus grandes poutres libres de système Pratt, et l'un des modèles les plus parfaits de bowstrings que l'on rencontre en Amérique; 2° dans la travée tournante, — une des plus lourdes qu'il y ait au monde —; 3° dans les soins particuliers apportés à la construction. Les dessins des deux grandes travées sont reproduits dans l'atlas, et nous reviendrons au chap. IX sur la travée tournante.

Quatre qualités différentes d'acier entrent dans la construction de ce pont; elles sont définies ainsi qu'il suit:

	MOYEN DUR (*high medium*)	MOYEN (*medium*)	MOYEN DOUX (*soft medium*)	DOUX (*soft*)
Limite de résistance (*moyenne*) par mm. q.	49k	46k,2	43k,4	40k,6
Limite d'élasticité (*minimum*)............	24k,5	23k,2	21k,7	20k,3
Allongement °/o sur 200mm (*minimum*)....	18	22	24	26
Striction à la fracture (*minimum*)..........	36	44	48	52

Un écart ne dépassant pas 2k,8 est toléré pour la limite de résistance. Les prescriptions relatives à la limite d'élasticité, à l'allongement, à la striction, à la teneur en phosphore (0,08 °/o), à l'apparence de la cassure — qui doit être entièrement soyeuse — sont au contraire *absolues*.

Pour les chevilles seules, le métal, pris dans les deux premières qualités, doit être plus raide et présenter des allongements et des strictions réduits respectivement, dans chaque cas, à 15 °/o et 30 °/o, 18 °/o et 36 °/o.

Les trous de rivets poinçonnés devaient être agrandis, à la fraise, de 0,0032; que les trous fussent poinçonnés ou même forés, ils devaient tous être fraisés après assemblage. Les tôles ou fers cisaillés, ou présentant des aspérités, devaient être planés; les bords des trous de rivets, abattus, sous les têtes, pour leur ménager un raccord en congé.

En un mot, le cahier des charges de cet ouvrage serait à citer en entier, comme l'un des témoignages les plus éclatants de la perfection d'exécution que les ingénieurs américains s'imposent dans leurs constructions.

Les surcharges admises sont les mêmes que pour le pont de Memphis (voir Chap. VII).

Le pont d'Alton a été tout entier exécuté dans le cours de l'année 1893.

M. George S. Morison avait sous ses ordres M. W. S. Macdonald, comme Ingénieur Résident. Les entrepreneurs étaient M. Lewis M. Loss, pour les maçonneries, et l'Union Bridge Co, pour la superstructure.

C'est à l'inépuisable obligeance de M. George S. Morison, que nous devons les dessins et les renseignements relatifs à cet ouvrage, — comme d'ailleurs à toutes les autres œuvres de cet ingénieur, décrites dans ce livre.

**onts divers.** — Indépendamment des exemples qui précèdent, nous aurons l'occasion de citer ultérieurement de nombreux spécimens de poutres Pratt, faisant partie d'ouvrages qui tirent leur intérêt principal d'autres particularités. Nous mentionnerons seulement, ici, le pont de New-London, qui comprend deux travées libres de $84^m,55$ et une travée tournante de $153^m,31$, toutes trois du système Pratt.

II. — POUTRES LINVILLE

**onts anciens; (V. A.).** — Parmi les ponts anciens de système Linville, il serait injuste de ne pas consacrer quelques lignes au pont du Cincinnati Southern Ry, sur l'Ohio, à Cincinnati, bien qu'il ait été déjà maintes fois décrit dans les ouvrages antérieurs.

Le pont proprement dit comprend une travée de $33^m,55$, une travée tournante de $112^m,85$, une travée de $158^m,30$, deux de

91m,50. Il est suivi de 6 travées de 57 à 34 mètres et d'un viaduc métallique.

Nous empruntons à l'ouvrage de MM. Lavoinne et Pontzen, le tableau ci-après, qui en donne les éléments principaux :

INDICATION DES ÉLÉMENTS	INDICATION DES TRAVÉES			
	Travée de 91m,50	Travée de 158m,30	Double travée tournante de 112m,85	Travée courbe de 33m,55
Espacement des fermes.	4m,82	6m,30	4m,72	3m,05
Hauteur des fermes....	11m,30	15m,70	11m,13	4m,72
Rapport de la hauteur à la portée..........	1/8	1/10	1/10	1/7
Nombre des panneaux.	16	20	22	7
Longueur des panneaux	5m,62	7m,85	5m,00	4m,70
Poids de métal par mètre courant.............	3.250k	7.500k	2.900k	1.420k

Les semelles de la grande travée ont une âme quadruple ; les montants sont formés de deux poteaux jumelés. Les tirants inclinés sont faits en deux longueurs inégales, reliées par de courts maillons ; ils sont seulement maintenus, à leur rencontre avec les montants, par des agrafes rivées à ceux-ci. Les montants sont rivés à la semelle supérieure et reposent sur la tête des barres de la semelle inférieure. Les portails extrêmes sont en treillis rivé.

On a été conduit, pour des raisons de stabilité, à adopter pour la grande travée le surbaissement peu économique de 1/10 ; mais dans les petites travées, où rien ne limitait la hauteur, la proportion est toute différente, comme le montre le tableau.

Le pont, à simple voie, est calculé pour une surcharge roulante de 2,700 kilog. par mètre courant, précédée de locomotives pesant 7,500 kilog. par mètre courant.

Il est en fer, et les efforts spécifiques y sont limités à 7 kilogrammes par mm. q., tension et compression, 5k,6 à la flexion, 5k,2 au cisaillement, et réduits, à la compression, par la formule de Gordon affectée d'un coefficient de sûreté de 1/6.

Le pont a été exécuté en 1875-77 par la Keystone Bridge Co, sur

les dessins de son président, M. Linville, et sous la direction de MM. Lovett et Bouscaren, Ingénieurs en Chef du Cincinnati Southern Ry.

C'est pour la construction de ce pont et des autres ouvrages du Cincinnati Southern Ry. que M. G. Bouscaren prépara le cahier de charges dont il a été question (p. 44) et dont l'influence a été si considérable pour l'amélioration des procédés alors usités. On peut dire que de là date la construction américaine moderne.

Le pont de Cincinnati, en particulier, signale l'abandon des fers spéciaux qui nécessitaient l'emploi de manchons en fonte, et la substitution des joints rivés aux joints *butants (abutting joints)*. Ce n'est pas encore la poutre *entièrement articulée (thoroughly pin connected)*; les assemblages des montants et des semelles prètent encore à la critique; mais la répartition des efforts y est néanmoins beaucoup mieux connue que dans les anciennes poutres assemblées à emboîtement.

Le pont de Beaver, également en fer, construit en 1878, sur l'Ohio, — qui comprend, en outre d'une travée Linville de 135^{m},94, trois travées Pettit, dont deux de 70^{m},10 et une de 54,86, et 330 mètres de viaducs, — diffère peu, quant au dessin de sa grande travée, du pont de Cincinnati; mais on y trouve les montants articulés avec les semelles, ce qui, désormais, sera la règle.

Citons encore, parmi les ponts anciens, le pont de Glasgow, sur le Missouri, construit en 1878-79 par le général Wm. Sooy Smith, qui comprend cinq travées Linville de 95^{m},97 et 493 mètres de viaduc. C'est un des premiers ponts à poutres d'acier. Les propriétés de l'acier doux, — désigné sous le nom de *Hay-Steel* — employé dans cet ouvrage, surprirent beaucoup à cette époque (Voir, dans les Annales des Ponts et Chaussées, 1881, T. 1. p. 197, l'analyse du rapport du Général Sooy Smith).

Nous décrivons ci-après les plus intéressantes des applications modernes de la poutre Linville. Dans toutes, l'acier entre pour une part plus ou moins importante, qui va sans cesse croissant, jusqu'à la complète disparition du fer.



ont de Plattsmouth; (V. A.). — Le pont de Plattsmouth (fig. 485) a été construit sur le Missouri pour relier ensemble le C. B & Q. R. R. avec le B & M. R. R. R., qui se sont réunis depuis sous le nom de Chicago, Burlington & Quincy R. R. C'est le premier des grands ponts Linville en acier construits par M. George S. Morison. Depuis 1870, ces lignes communiquaient par un bac à vapeur transportant les trains. Mais le service en était constamment troublé par suite de la mobilité des chenaux. On avait donc été amené à rétrécir la largeur de la rivière à 240 mètres, en construisant une digue sur la rive Est, et l'on avait réussi à fixer ainsi le lit, la rive opposée étant constituée par une haute falaise.

Le pont est situé immédiatement en aval et à l'abri de la digue. Le seul inconvénient de cet emplacement est qu'il a nécessité l'exécution d'une profonde tranchée sur la rive du Nebraska.

En raison de la profondeur des fondations et de la variabilité des courants, on a préféré recourir à de grandes travées et mettre les rails à une grande hauteur, plutôt que de construire un pont plus bas, comprenant une travée tournante, comme le permettait la loi. C'est d'ailleurs la règle généralement suivie depuis sur le Missouri.

Le pont comprend deux travées marinières de $122^{m},60$, de système Linville, trois travées Pratt de 62 mètres, et un viaduc d'accès, en métal, de 433 mètres, suivi d'un long remblai en pente de $0^{m},01$. Sur les travées Pratt, qui sont de niveau, la voie a une pente de $0^{m},005$; le viaduc est aussi en pente de $0^{m},005$ par mètre. A l'ouest, se trouve un viaduc d'accès de 36 mètres, qui débouche dans la tranchée, profonde de 24 mètres et en courbe de $145^{m},68$ de rayon (12 degrés).

Quatre des piles sont fondées à l'air comprimé et une sur pilotis. Le reste est fondé sur massifs de béton.

Les fondations à l'air comprimé furent confiées au général Wm. Sooy Smith, qui y employa le matériel qu'il venait de retirer du pont de Glasgow. Mais les caissons furent exécutés sur les plans de M. G. Morison.

Ils diffèrent des caissons usités avant cette époque par le dédoublement des parois latérales et l'adoption d'une paroi interne *inclinée*, grâce à laquelle, une fois qu'on a rempli de béton les espaces angulaires et recouvert de même le plafond du caisson, l'ensemble forme une voûte qui reporte directement le poids des piles sur le couteau. Le plafond du caisson ne supporte dès lors que la charge de cette voûte, — et seulement jusqu'à ce qu'elle ait fait prise, — ce qui permet de lui donner très peu d'épaisseur.

La facilité du fonçage y gagne d'ailleurs, par suite de l'augmentation du poids spécifique moyen de la fondation, et l'on put se dispenser des diminutions ou des chutes brusques de pression, nécessaires dans les ouvrages antérieurs, où les caissons étaient en charpente massive.

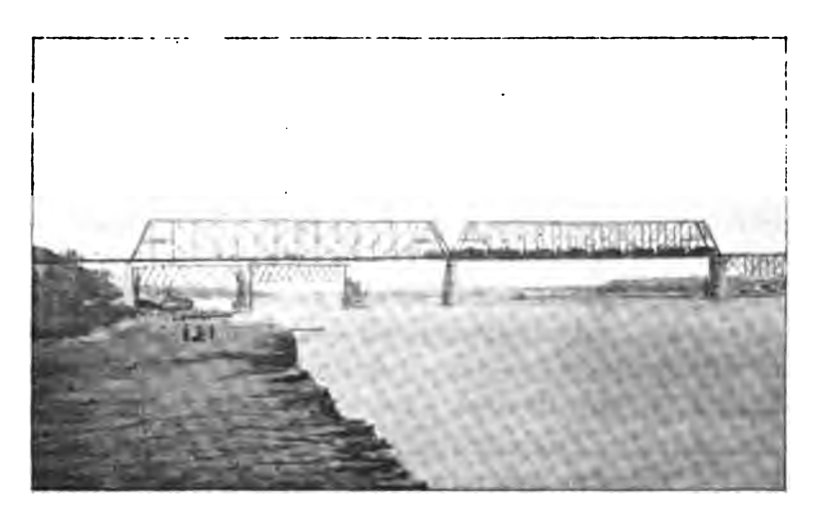


Fig. 185. — Pont de Plattsmouth, sous le train d'épreuve.

Les caissons sont en poutres de $0^m,30 \times 0^m,30$. Ils ont $2^m,40$ de haut et sont surmontés de bâtardeaux. Les cours successifs de poutres en étaient réunis, au fur et à mesure de la construction, par des broches de $0^m,75$ de longueur, et l'ensemble de chaque caisson était ensuite relié à l'aide de longs boulons. Les caissons étaient construits sur la rive et amenés à flot.

Les caissons ayant donné d'excellents résultats, la forme en a

depuis généralement servi de type, pour toutes les fondations à l'air comprimé exécutées sous la direction de M. Morison. D'autres ingénieurs s'en sont également inspirés.

Les déblais furent en majeure partie extraits à l'aide de la pompe à sable. Cependant on rencontra une couche de blocs roulés, très durs et de grandes dimensions, qui nécessitèrent l'emploi partiel d'explosifs.

Les caissons, ainsi que les bâtardeaux, sont remplis de béton de ciment Portland, mélangé de grosses pierres. Les maçonneries, qui commencent à un niveau légèrement inférieur à celui des basses eaux, sont pour la majeure partie en calcaire magnésien. Il n'y a rien à dire des piles, qui ont plus à craindre des débris *(drift)* que des glaces.

La superstructure a été exécutée par la Keystone Bridge Co. Les viaducs et les travées Pratt sont en fer, à part les chevilles. Les travées marinières sont au contraire en acier, à la seule exception des montants *intermédiaires*, des entretoises et portails du contreventement, et du tablier.

Le pont est calculé pour une surcharge vive de 2976 kilogrammes par mètre courant, précédée par 2 locomotives pesant chacune $68^{T},1$ sur 15 mètres d'empattement, l'excès de 22^{T} étant supposé concentré sur une base de 6 mètres. Le contreventement de la semelle voisine du tablier est calculé pour résister à une pression de 744 kilogrammes par mètre courant. Le contreventement de l'autre semelle doit résister à $297^{k},6$. Cela équivaut à 146 kilogrammes par mètre carré de surface exposée, train compris, — ou à 243 kilogrammes par mètre carré sur la surface des deux fermes léges.

Les travées Pratt ont 60 mètres entre chevilles extrêmes, $9^{m},15$ de hauteur et $4^{m},80$ entre fermes.

Les travées marinières ont 122 mètres entre chevilles, $15^{m},25$ de hauteur d'axe en axe des semelles et $6^{m},71$ entre fermes.

Elles présentent une particularité nouvelle, qui simplifie considérablement la construction, et qui désormais sera appliquée à toutes les poutres Linville : la liaison des tirants aux montants par des chevilles, à leur point de rencontre. Le dessin tout entier, d'ailleurs, marque un progrès décisif sur les ouvrages antérieurs,

par exemple sur le pont de Beaver, construit peu de temps avant. Il réalise presque complètement le type définitif dont ne s'écarteront plus, désormais, les poutres Linville [1].

Le viaduc se compose d'une succession de travées de $9^m,15$, formées de poutres à âme pleine surbaissées au dixième, reposant sur des tours en fer. Comme dans tous les viaducs américains de faible hauteur, les piliers sont également espacés en profil, et sont réunis, quatre par quatre, sous la forme de tours, de largeur égale aux intervalles qu'elles comprennent. Ces tours sont établies pour résister à une traction de 11,350 kilog., limite à laquelle a été évalué l'effort d'une locomotive de $45^T,4$ de poids adhérent.

Le coefficient maximum de travail de l'acier, à la compression comme à la tension, est, dans les semelles, de $10^k,5$ par millimètre carré. Mais dans les semelles comprimées, le travail réel est sensiblement moindre, car on n'a considéré dans les calculs que la section des âmes; et dans les semelles étendues, il s'abaisse aux extrémités, à $8^k,7$. Dans le réseau, il varie de 7 kilog. à $8^k,7$. Dans les contre-tirants, le travail est limité à 7 kilog.; dans le contreventement, il ne dépasse pas 14 kilogs.

L'acier fut fabriqué sur sole, à Pittsburg. Il était spécifié que les barres d'échantillon de 16 millimètres devraient pouvoir s'enrouler, sans craquer, de 180 degrés autour d'une barre d'égal diamètre, et remplir d'autre part les conditions ci-après : limite d'élasticité par mm. q., au moins 35 kilogrammes; charge de rupture, au moins 56 kilogrammes; allongement avant la rupture, 12 °/₀; striction, 20 °/₀. Le carbone ne devait pas dépasser 0,35 °/₀.

Les rivets sont en acier. Tous les trous de rivets, dans les membres d'acier, sont fraisés de 6 millimètres après assemblage.

Le tablier se compose de traverses en chêne de $0^m,23 \times 0^m,23 \times 3^m,66$, espacées de $0^m,38$ d'axe en axe, reliées par des poutres

1. — Il ne manque au pont de Plattsmouth que la tranformation des éléments extrêmes des semelles étendues en membres rigides, pour que les *fermes* soient complètes. Plus tard, aussi, le contreventement articulé fait place aux contreventements rivés.

de garde en chêne de 0m,25 × 0m,25. De distance en distance, se trouvent des traverses plus longues (5m,49), qui supportent une passerelle en madriers, munie d'un léger garde-corps formé d'un câble métallique.

Les projets du pont, infrastructure et superstructure, sont entièrement dus à l'ingénieur en chef, M. George S. Morison, qui était assisté d'un certain nombre d'ingénieurs et de surveillants, dont la plupart se sont depuis signalés dans d'autres circonstances.

Les ingénieurs étaient MM. Henry W. Parkhust, premier assistant, Benjamin L. Crosby, W. G. Dilworth et C. C. Schneider, assistants.

Les principaux entrepreneurs étaient : fondations à l'air comprimé, Wm. Sooy Smith ; — superstructure, Keystone Bridge Co, avec W. Baird comme chef monteur; — viaducs d'accès, Kellogg & Maurice, d'Athens, Pa.

Les travaux avaient été commencés à la fin de juillet 1879, et le 30 août 1880 on procédait aux épreuves. Sous un train composé de 8 locomotives pesant 440 tonnes et d'une longueur totale de 96 mètres, les flèches ne dépassèrent pas 75 millimètres.



ont de Bismarck; (V. A.). — Le pont de Bismarck est le premier pont construit sur le *haut Missouri.* C'est d'ailleurs le second en date des grands ponts *en acier* de système Linville, qui ont eu une telle vogue de 1880 à 1885.

Comme le Mississipi, le Missouri a, dans son cours supérieur, un lit majeur très large, encombré de bancs de sable au milieu desquels circulent des chenaux d'une grande mobilité : le lit majeur, en temps de crue ordinaire, atteint, à Bismarck même, plus de 900 mètres de largeur (fig. 486). Il est limité, à l'est, par des falaises d'argile dure, sur lesquelles se trouve la petite ville de Bismarck; à l'ouest, se trouve une plaine basse d'environ 3 kilomètres de large, qui est submergée au moment de la débâcle des glaces.

En amont de Bismarck, la glace atteint, chaque hiver, une épaisseur qui varie entre 0m,60 et 1m,20. La rivière se prend au milieu

de novembre et la débâcle ne se produit qu'à la fin de mars ou au commencement d'avril.

La débâcle est généralement très violente. Par suite de conditions climatériques spéciales, elle commence, en effet, sur le Yellowstone et sur les autres tributaires supérieurs du Missouri, avant que le dégel ne se manifeste sur la rivière même. Il en résulte que les glaces supérieures viennent s'accumuler contre les champs de glace encore immobiles, formant des embâcles en amont desquelles

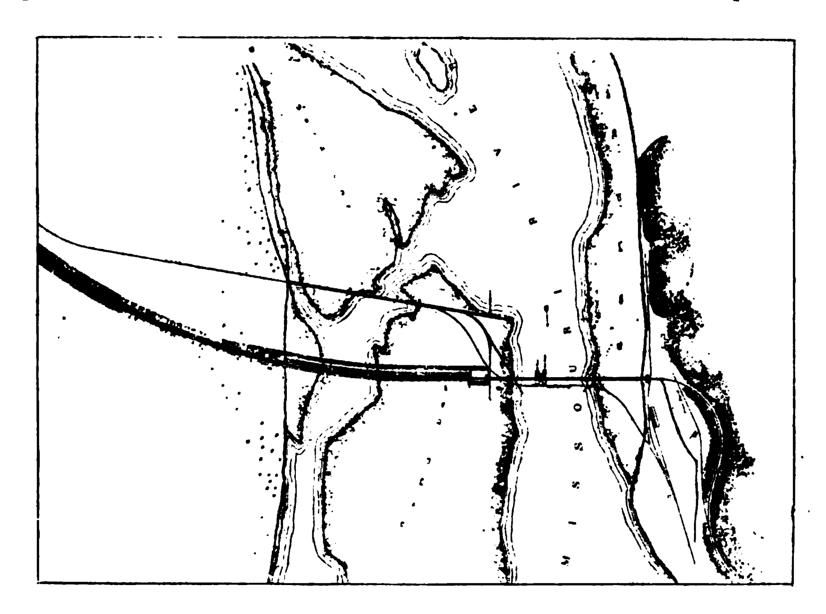


Fig. 186. — Pont de Bismarck (Plan).

l'eau s'élève, jusqu'à ce que le barrage se rompe, pour se reformer un peu plus bas.

En 1881, notamment, une embâcle se forma, entre Bismarck et le Fort Abraham Lincoln, qui se trouve à 8 kilomètres en aval, et l'eau s'éleva en arrière, pendant cinq jours, jusqu'à la cote 501^{m},23 au-dessus du niveau moyen de la mer, la cote des crues d'été étant 498^{m},67, et celle d'étiage 492^{m},58. Le 4 avril 1881, la débâcle se produisit et la masse d'eau et de glace descendit la rivière, en causant une série d'accidents analogues, et donnant naissance à une onde qui atteignit presque, à Kansas City, le niveau de la

grande inondation de 1844, et se fit sentir jusqu'au confluent du Mississipi.

Les conditions diffèrent donc de celles que l'on rencontre sur le haut Mississipi, en ce que les glaces sont beaucoup plus abondantes, et se présentent, à la débâcle, en couche compacte de 6 mètres d'épaisseur, formée de glaçons volumineux dont quelques-uns se dressent quelquefois d'autant au-dessus de la surface. Les ouvertures des travées doivent donc être considérables, et les piles, très résistantes, doivent être munies d'éperons faisant dans la glace, suivant l'expression de M. Morison, « leur sillon, comme un soc de charrue, sans en gêner la marche ». Enfin, il est nécessaire de ménager un passage latéral pour les glaces, sur les prairies submersibles, pour parer aux effets des embâcles.

En revanche, les crues d'été sont loin d'être aussi violentes et de charrier autant de débris *(drift)* que sur le bas Missouri.

Le terrain, à Bismarck, et à une grande distance à la ronde dans le Dakota, est exclusivement argileux. A peine y rencontre-t-on de minces couches stratifiées de calcaire, de grès ou de lignite. C'est ce lignite qui, mis à nu par des érosions profondes, dans la région accidentée des *Bad Lands*, et enflammé de temps immémorial, dessine autour des montagnes des rampes de feu de l'aspect le plus fantastique, qui étaient l'objet du culte des Indiens[1].

Mais, à Bismarck, l'argile est presque pure, sur plus de 300 mètres de profondeur. Elle forme une roche compacte, inattaquable à l'eau, mais se délitant rapidement à l'air. Taillée en cubes et en briquettes, elle a accusé une résistance variant, à la compression, de $4^k,55$ à 14 kilogs par centimètre carré, et, à la traction, de $0^k,50$ à $2^k,250$. Avec un ancrage suffisant, elle fournit donc un sol excellent pour les fondations.

Le pont comprend trois travées principales : deux de $123^m,90$ et une de $123^m,50$, — dont les poutres mesurent 122 mètres de centre en centre des œils extrêmes, — et deux travées latérales de $34^m,44$.

1. — L'argile, cuite, très dure, que l'on trouve en abondance aux alentours, est utilisée, comme ballast, sur les lignes de chemins de fer voisines, notamment sur le Northern Pacific Ry, et surtout sur le Chicago, Milwaukee & Saint-Paul Ry.

A l'ouest, se trouve un trestle de 450 mètres, destiné à être ultérieurement remblayé, puis un remblai de 1.200 mètres, s'abaissant graduellement jusqu'au niveau de la plaine submersible, afin de ne pas faire obstacle aux crues, en attendant la construction, pour celles-ci, d'un passage spécial.

De la rive ouest se détache une digue de 600 mètres de longueur, légèrement inclinée vers l'aval. Elle est formée d'un matelas *(mattress)* de broussailles reliées avec du fil de fer, — comme il en est fait grand usage en Amérique, — sur lequel repose un coffrage lesté de pierres, qui sert de noyau à une digue en terre, protégée par des enrochements.

La berge de la rive Est est dressée sur 300 mètres de long, à l'amont, et protégée par des enrochements.

Le trestle est protégé contre les glaces par une levée en argile.

La construction de la digue a présenté les plus grandes difficultés, et diverses parties en ont été successivement emportées. Pendant les crues, il se formait des affouillements atteignant jusqu'à 15 mètres de profondeur. Achevée en 1882, elle avait demandé 32.754 tonnes d'enrochements, environ 1750 cordes de broussailles, 15.400 mètres cubes de remblai, sans compter le bois des coffrages, les pieux, etc...

L'infrastructure fut adjugée, le 28 janvier 1881, aux entrepreneurs Saulpaugh & Co, qui recédèrent les fondations à l'air comprimé à MM. Rust et Coolidge, de Chicago.

Les fondations commencèrent le 12 mai 1881. La culée I (Est) put être fondée à sec, contre la rive, à 6 mètres au-dessous du niveau de l'eau, sans épuisements. La fouille fut remplie de béton ; la partie supérieure, construite en maçonnerie.

Les piles II et III sont fondées à l'air comprimé. Les dessins de l'atlas représentent les caissons, qui sont construits en pin, revêtus d'un double bordé en chêne et surmontés de cribs; chacun renferme $314^{mc},412$ de bois, $26^{T},5$ de boulons et broches de fer, $4^{T},6$ de fonte en rondelles, et $5^{T},8$ de fer pour le couteau.

La machinerie, sur bateau, comprenait deux compresseurs à air Clayton, et une pompe Cameron pour la pompe à sable Eads. Deux

chaudières, de 60 chevaux chacune, fournissaient la vapeur. Une bigue *(derrick)* sur ponton (fig. 487-90) servait pour manier les matériaux.

Le sas à air, de dessin spécial, comprenait deux chambres de $2^m,10$ de haut, formant, en plan, deux demi-cylindres de $1^m,80$ de diamètre. Entre ces deux chambres aboutissaient la cheminée descendante et la cheminée ascendante, chacune occupant un espace de $0^m,90 \times 0^m,90$. Les deux chambres reposent sur le plafond des caissons et forment deux sas indépendants, dont le fonctionnement fut fort apprécié lorsqu'on dut les utiliser pour l'extraction de l'argile. M. Morison a conservé, depuis, cette disposition dans tous ses ouvrages et, malgré la perte de l'enveloppe des sas, qui reste forcément noyée dans les piles, il estime que c'est la disposition la plus sûre et la plus économique pour d'aussi importantes fondations. On évite ainsi la dépense et la perte de temps qui résultent du rallongement de la cheminée, et le sas est mieux abrité contre les accidents qu'avec toute autre disposition.

Chaque caisson était muni de deux pompes Eads, avec leurs tuyaux de décharge de $0^m,10$, et de deux lances hydrauliques. Deux cheminées spéciales servaient pour l'introduction du béton. On constata, pendant le fonçage, que la surcharge était insuffisante pour faire descendre les caissons, mais on ne dut jamais recourir à de brusques chutes de pression. Il suffisait de diminuer graduellement la pression sans faire sortir les hommes. On procédait par descentes de $0^m,60$, et l'opération ne demandait, à chaque fois, que 5 minutes.

Les caissons, construits sur la rive, étaient amenés à flot avec un fond mobile, et mis en place à l'aide de pieux battus à l'avance. Les vides supérieurs en étaient alors remplis de béton de sable, composé de 1 volume de sable pour 1 de ciment Portland. L'extraction des déblais se fit d'abord exclusivement à la pompe à sable : dans ce but, on écrasait l'argile, débitée au pic ; mais on préféra ensuite l'extraire par les sas, à l'aide de sacs. Le fonçage des deux caissons se fit d'une manière parfaitement régulière, et *sans la moindre déviation*. Le faux-fond d'un caisson s'étant rompu pendant l'échouage, on renonça, après y avoir perdu du temps et de

l'argent, à le mettre exactement en place. On comptait l'y amener pendant la descente. Mais il descendit absolument verticalement, et se trouve de $0^m,30$ (1') trop en amont. Le feu prit dans le caisson II au début du fonçage, mais fut facilement éteint en laissant rentrer l'eau.

La pierre pour les maçonneries fut amenée, par rails, de 600 kilomètres de distance. Aussi le béton de sable (3 volumes de sable

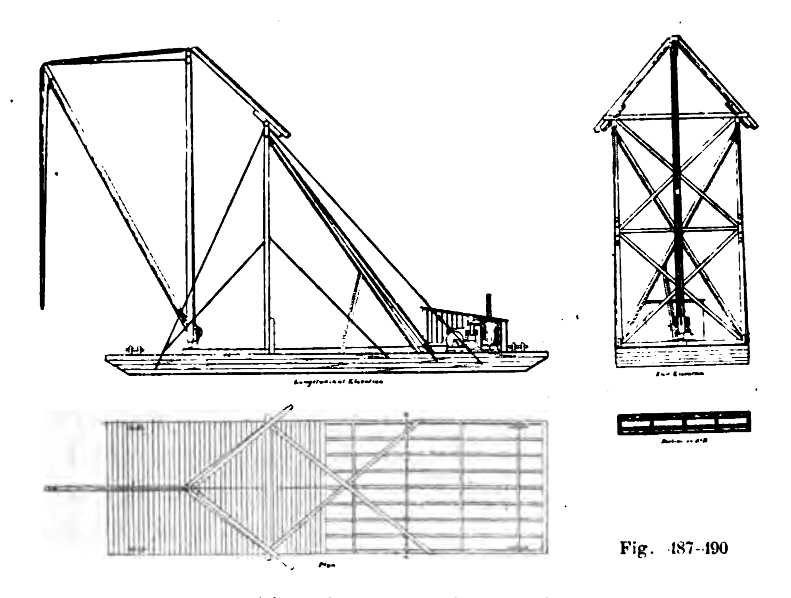


Fig. 487-490

Derrick sur Ponton (Pont de Bismarck).

pour 1 volume de ciment) est-il exclusivement employé pour le remplissage des caissons.

Dans les maçonneries, qui sont en granit de grand appareil, le mortier avait une composition de 2 volumes de sable pour 1 volume de ciment. On employait en parement du Portland, et en remplissage du Rosendale.

Les piles ont un fruit général de 1/24. L'éperon du brise-glace, de section ogivale, mesure 9 mètres de haut, avec une inclinaison de 2 de base pour 3 de hauteur. Les pierres en sont reliées les unes aux autres par des scellements de fer. L'arête en est armée d'un couteau d'acier, scellé et calé au ciment de fer (fig. 456).

La pile IV est fondée sur des pieux, battus à l'intérieur d'un coffrage en bois. Ces pieux sont coiffés d'un grillage en poutres de $0^{m},30 \times 0^{m},30$, noyé dans un patin en béton sur lequel repose la maçonnerie. Le reste du coffrage est rempli de *béton de moellons*, fabriqué à l'aide d'une bétonnière à hélice, comme le reste du béton employé.

Les piles II et IV sont, en outre, protégées par des enrochements.

Les travées de 122 mètres ne diffèrent, — sauf des détails insignifiants, — de celles de Plattsmouth, que par la substitution, à chaque extrémité, d'une poutre rivée aux barres à œils, sur la longueur des deux premiers panneaux de la semelle étendue.

La semelle supérieure, la portion centrale de la semelle inférieure, les chevilles, rouleaux, etc. sont en acier. Le reste est en fer. L'emploi de l'acier a été limité en raison de la difficulté que l'on éprouvait encore à cette époque, en Amérique, pour s'en procurer, de qualités comparables, en quantités quelque peu importantes.

Le pont est calculé, comme celui de Plattsmouth, pour supporter une surcharge comprenant deux machines de $68^{T},1$ chacune, et de 15 mètres d'empattement, suivies d'un train pesant 2.976 kilogrammes au mètre courant. On a admis, en outre, que l'excès du poids des locomotives sur celui du train, est supporté par une seulement, à la fois, des poutres composantes.

L'acier travaille à $10^{k},5$ par millimètre carré, à la compression, dans les membres, et à $9^{k},1$ à la tension. Le fer travaille à 7 kilogrammes dans les fermes.

Mais, dans le tablier, les efforts sur la fibre extrême des pièces de pont et longerons sont limités à $5^{k},6$.

Sur la fibre extrême des chevilles, l'effort ne doit pas dépasser 14 kilogrammes par millimètre carré. La compression superficielle des chevilles est limitée à la même valeur. La pression latérale du vent est évaluée à $446^{k},4$ par mètre courant, pour le contreventement supérieur, et à 744 kilogrammes pour le contreventement inférieur, cette pression étant considérée comme *charge roulante*.

Les coefficients de travail admis, pour résister à ces efforts anormaux, sont une fois et demie ceux énumérés précédemment.

Les conditions imposées pour l'acier sont les mêmes qu'au pont de Plattsmouth, mais il est en outre spécifié que la limite d'élasticité ne doit pas dépasser 38^k,5, ni la résistance à la rupture 63 kilogrammes.

L'épreuve à froid comporte, en outre, le redressement, sans fissure, de la tige pliée de 180 degrés.

Le degré de carbone est fixé, pour les membres de compression, les chevilles, etc., entre 0,34 et 0,4 °/₀, et, pour les barres et les rivets, entre 0,16 et 0,20 °/₀.

Le phosphore est limité à 1 °/₀₀.

Chaque travée de 122 mètres renferme...	**158.005^k**	**d'acier.**
	272.154^k	**de fer.**
	16.676^k	**de fonte pour garnitures.**
	446.835^k	
Les deux bow-strings de 34^m,56 renferment chacun...	**1.302^k**	**d'acier.**
	40.296^k	**de fer.**
	2.575^k	**de fonte.**
	44.173^k	

Les fers et aciers proviennent, en majeure partie, de Pittsburg. La construction a été faite par le Détroit Bridge Co. Une partie des barres est fabriquée par le procédé Kloman.

Le tablier est fait de traverses de chêne de 0^m,20 × 0^m,23 × 4^m,50, espacées de 0^m,30 d'axe en axe, reliées par des cornières formant contre-rails et par des poutres de garde de 0^m,20 × 0^m,20. Il pèse, rails compris, 650 kilogrammes au mètre courant.

On perdit beaucoup de temps, par suite de la difficulté éprouvée pour se procurer l'acier.

Le montage de chacune des deux grandes travées vers l'Est se fit, comme à Plattsmouth, sur trois poutres Howe reposant sur des piles temporaires. Pour la troisième travée, on fit usage d'une poutre Howe, en rivière, et d'un échafaudage, sur le banc de sable (Voir chap. XI).

Le pont fut franchi par le premier train le 18 octobre 1882. Les épreuves furent faites ensuite.

La charge d'épreuve consistait dans un train de 8 locomotives à 3 essieux couplés (*Mogul*), pesant 488 tonnes (soit 4 tonnes par mètre courant des travées de 122 mètres). Le maximum de la charge des fermes (déduction faite de la partie reportée directement sur les appuis) atteignait 476 tonnes; sous cette charge et malgré un vent transversal violent, la flèche maximum a varié, suivant les fermes, entre 75 et 80 millimètres.

En raison de la grande distance des centres industriels ou commerciaux les plus proches (752 kilomètres de Saint-Paul), la main-d'œuvre revint fort cher; un simple manœuvre était payé 10 francs par jour.

La construction du pont proprement dit a coûté $542.714,83, soit environ 2.714.000 francs, dont $ 307.127,55, soit environ 1.536.000 francs pour les fondations.

Mais les accessoires, tels que défenses de rives, digue, accès, frais de direction et de surveillance, transports, ont élevé la dépense totale au delà de 5.000.000 francs.



ont de Blair-Crossing; (V. A.). — Le pont de Blair-Crossing (fig. 491-92), sur le Missouri, donne passage à la voie ferrée de la Missouri Valley and Blair Railway and Bridge Co.

Il se distingue de tous les ponts construits antérieurement sur le Missouri, en ce que la rivière, en ce point, ne baigne les falaises sur aucune de ses rives, ce qui en rend le lit particulièrement instable. On avait songé, pour ce motif, à reporter le pont de 80 kilomètres en amont, à Décatur, point le plus proche où se rencontrent les conditions habituellement choisies; mais nulle part on ne trouvait un roc d'aussi bonne qualité et à aussi peu de profondeur qu'au voisinage du *transfer* à vapeur de Blair-Crossing.

L'ingénieur en chef, M. George S. Morison, décida donc, d'après l'expérience de Plattsmouth, de construire un pont élevé de 15 mètres au-dessus des crues, et de 300 mètres de débouché, et

d'établir des ouvrages de défense, afin de fixer, dans ce chenal, le cours de la rivière.

Le pont comprend trois travées principales Linville, de 101^m,57 chacune, dont les poutres ont 100^m,65 entre chevilles, et deux travées d'accès de 33^m,55 et 51^m,85.

Les accès sont entièrement remblayés, bien qu'au début, et pour gagner du temps, on ait dû y intercaler environ 900 mètres de trestle. Mais on s'est empressé de les combler, dès qu'il a été possible de le faire, car les remblais du chemin de fer forment ici

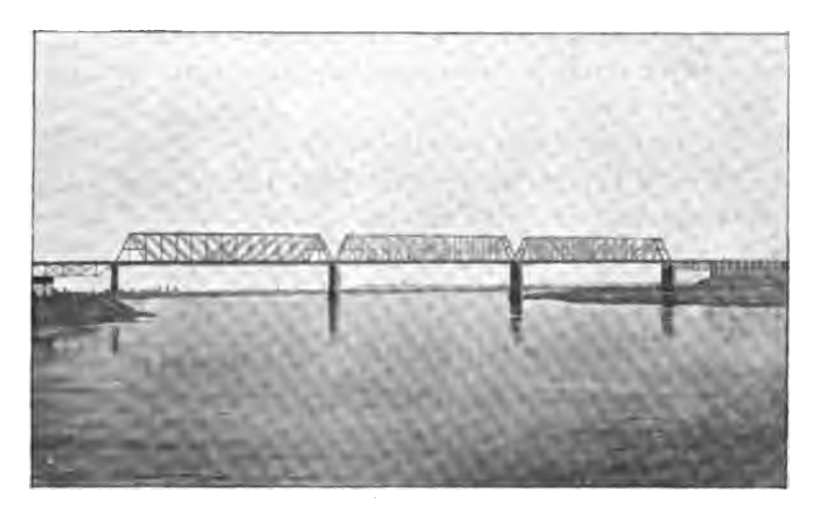


Fig. 191. — Pont de Blair-Crossing.

une partie du travail nécessaire à la fixation du chenal. Le remblai de l'Ouest traverse un ancien lit de la rivière, envasé depuis fort longtemps et peu apparent. Mais en ce point on dut recharger le remblai de plus de 12 mètres, le terrain refluant de part et d'autre, et déplaçant le support de la travée d'approche. Il en résulta un grand accroissement de la dépense et l'on dut, finalement, remplacer la travée d'approche par une plus longue.

Pour fixer le cours de la rivière, la rive concave (Ouest) est protégée, suivant l'usage, par un fascinage chargé d'enrochements.

Du côté Est, un semblable revêtement protège la rive à sa plus proche concavité, située à 1.600 mètres en amont, et, à 188 mè-

tres au-dessus du pont, une digue s'appuyant sur la rive barre, sur plus de 2 kilomètres, une grande plage de sable et un faux bras du fleuve (fig. 492).

Ces travaux ont pleinement atteint leur but, bien que, pendant les basses eaux, le lit de la rivière soit beaucoup plus sinueux que pendant les hautes eaux : dans le second cas, le courant est normal à la direction du pont; dans le premier, son inclinaison sur cette direction s'abaisse jusqu'à 45 degrés, par suite du moindre

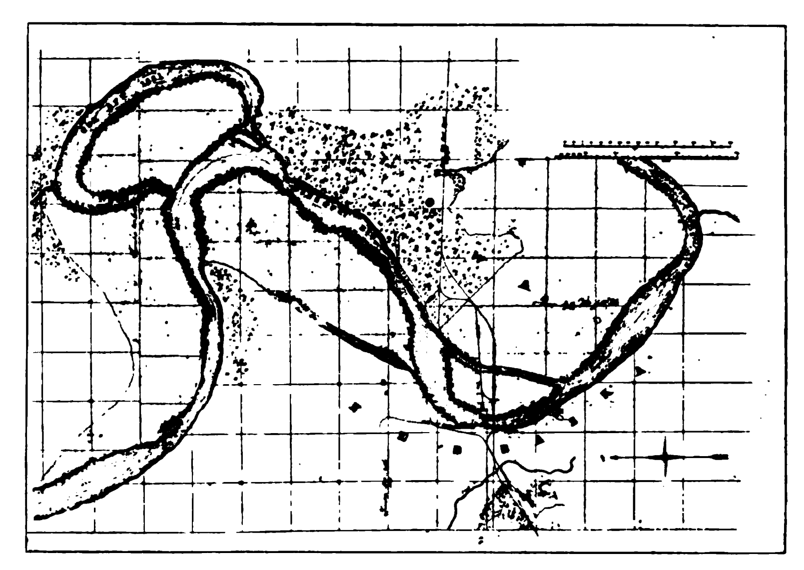


Fig. 492. — Pont de Blair-Crossing (Plan).

volume d'eau et des courbes beaucoup plus raides qui se forment dans le lit, essentiellement mobile. Cette différence de régime, suivant le niveau du fleuve, est une des principales sources de difficultés que l'on rencontre, sur le Missouri, quand on se propose de redresser les chenaux dans un but de navigabilité.

La digue a été construite, d'abord, à l'aide d'assises alternées de matelas de broussailles et de pierres; mais on a dû ensuite la recouvrir d'un matelas général en saule tressé sans fils de fer, que surmonte une digue en pierre dont le niveau dépasse la crue de 1881. La digue est d'ailleurs armée d'épis transversaux, s'opposant à la formation d'un courant latéral.

On a employé dans la digue 9.300 cordes de broussailles et 47.947 tonnes de pierre.

La défense de la rive Ouest a demandé 14.221 cordes de broussailles et 79.350 tonnes de pierre.

Les fondations ont été faites en régie et exclusivement de jour. Elles ne diffèrent de celles précédemment décrites que par l'emploi d'une machinerie plus puissante, et ne présentent aucun intérêt particulier, si ce n'est en ce qui concerne la pile III, dont le caisson fut construit en place, sur échafaudages, et descendu ensuite, sur le fond de la rivière, à l'aide de vérins (fig. 493-95).

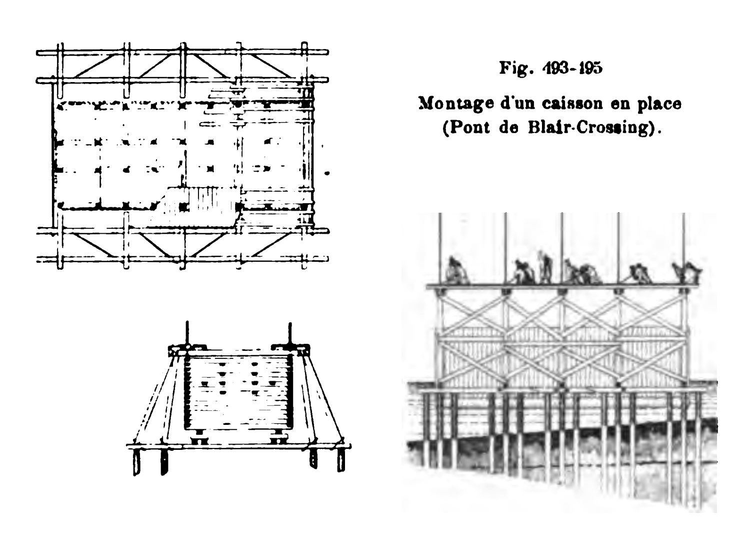


Fig. 493-495
Montage d'un caisson en place
(Pont de Blair-Crossing).

Cette méthode est préférable au placement des caissons à flot, lorsqu'il y a peu d'eau ou que le courant est rapide. On évite d'ailleurs ainsi les complications auxquelles expose la rupture possible du fond mobile.

On a fait commencer la maçonnerie des deux piles en rivière dès le sommet des caissons, dans le but d'offrir moins de prise au courant.

Les caissons et cribs sont remplis de béton de sable, dans lequel sont noyées de grosses blocailles.

Les maçonneries sont en calcaire, avec mortier de Portland en parement et de Milwaukee en remplissage. Les arêtiers des piles sont en granit.

Il existe, en outre, une pile Cushing et une pile fondée à sec.

La superstructure a été adjugée, au plus fort rabais, à la Keystone Bridge Co.

Les poutres de 100^{m},65 ont 13^{m},42 de hauteur et 9^{m},10 d'écartement.

Le poids mort, y compris le tablier en charpente qui pèse 670 kilogrammes par mètre courant, est de 14.059 kilogrammes par panneau. La charge roulante a été évaluée à 4.464 kilogammes par mètre courant, les membres du réseau étant considérés comme soumis à des efforts égaux aux $\frac{5}{3}$ de ceux qui résulteraient d'une telle charge statique. Le tablier est proportionné pour une surcharge de 7.440 kilogrammes par mètre courant.

Pour le contreventement, on a admis les mêmes pressions qu'à Plattsmouth. Le contreventement transversal est, pour la première fois, rivé en entier.

Les poutres sont en acier et fer, comme dans les ponts précédents.

Chaque travée de 100 mètres renferme en moyenne :

Acier	133.567^{k}
Fer — Fermes	152.863^{k}
Fer — Tablier	65.656^{k}
Fonte	8.655^{k}
Total	360.741^{k}

Les poids, dans les petites travées, sont :

	TRAVÉE DE 33^{m}.55	TRAVÉE DE 51^{m},85
Acier	2.255^{k}	3.059^{k}
Fer	50.058^{k}	108.063^{k}
Fonte	4.057^{k}	1.959^{k}
Totaux	56.370^{k}	113.081^{k}

Les spécifications pour l'acier, manufacturé par la Cambria Iron Co. et laminé par Carnegie Brothers and Co. Ld., tiennent

compte des progrès réalisés dans la métallurgie. Mais chaque nouveau cahier de charges réalisant, en général, un progrès sur les précédents, il nous suffira désormais d'indiquer les conditions imposées aux ouvrages les plus récents.

Les travées furent montées sur échafaudages, les trois grandes en 6 jours, 4 jours et 3 jours, la pose du tablier demandant de 2 à 3 jours en plus.

Le pont proprement dit a coûté :

Infrastructure...	$	190.383,39	=	environ	951.915 fr. 00
Superstructure..	$	200.336,68	=	—	1.001.685 fr. 00
Total.......	$	390.720,07	=	—	1.953.600 fr. 00

Avec les accessoires : approches, travaux de défense, acquisitions de terrain, pose de voie, frais de transport, frais de direction et de surveillance, etc... le pont est revenu à plus de 5.600.000 fr.

Les projets et l'exécution ont été faits sous la direction de M. George S. Morison, Ingénieur en Chef, avec MM. H. W. Parkhurst, Emil Gerber, C. C. Schneider, pour assistants.

Les entrepreneurs étaient, pour les maçonneries, Saulpaugh & Co, et, pour la superstructure, la Keystone Bridge Co.

Les travaux avaient commencé en septembre 1882; le 27 octobre 1883 une commission d'ingénieurs procédait aux épreuves, à l'aide d'un train de 6 locomotives pesant en tout $368^T,5$ et mesurant 95 mètres de longueur.

Malgré un fort vent transversal, les flèches ne dépassèrent pas 49 millimètres, soit moins de $\frac{1}{2.000}$ de la portée, et il ne subsista aucune flèche permanente. Le rapport constate, d'ailleurs, « l'absence *complète* de toute vibration » pendant le passage du train.



ont de Rulo; (V. A.). — Le pont de Rulo (fig. 496-98), également sur le Missouri, a été construit pour le C. B. & Q. R. R.

L'Ingénieur en Chef, M. George S. Morison, a choisi, comme à

Plattsmouth, le sommet d'une boucle où la rivière baigne, à l'Ouest, le pied des falaises. Le lit est ainsi limité d'un côté, et il a suffi, pour le fixer, de construire, sur la rive convexe (Est), une digue de protection qui en réduit la largeur à 330 mètres.

Le pont, à simple voie, comporte trois travées principales de $114^m,30$, entre chevilles, auxquelles donne accès, de chaque côté, un viaduc de $129^m,53$ de longueur, comprenant trois travées de $38^m,09$, séparées par des tours de $7^m,62$. L'ouvrage a une longueur totale de $607^m,50$. Il est en rampe de 4 millimètres et dégage une hauteur moyenne de 15 mètres au-dessus des hautes eaux.

Faute de l'existence d'un fond rocheux accessible, les piles sont

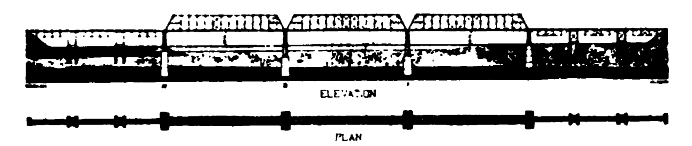


Fig. 496-497. — Pont de Rulo.

fondées dans une argile bleue très compacte, située au-dessous des terrains d'alluvion qui constituent le lit actuel de la rivière.

Le fonçage des caissons, à travers des couches alternées de sable, de galets et d'argile, n'a présenté aucune difficulté, bien que la profondeur des fondations atteigne $25^m,17$ au-dessous des basses eaux. L'atlas donne les dessins des caissons, des piles, et du sas spécial utilisé pour l'extraction de l'argile.

Ce sas, d'un mécanisme nouveau et fort ingénieux, était muni d'un élévateur mû par la pression de l'air du caisson et se manœuvrant de l'extérieur. Le moteur se composait, comme dans les élévateurs hydrauliques usités en Amérique, d'un piston se déplaçant dans un cylindre latéral, et qui élevait les bennes d'argile en agissant sur un câble enroulé sur des poulies moufflées. La manœuvre, très simple, était commandée à l'aide d'un jeu de robinets et ne nécessitait aucun effort. En raison de son parfait fonctionnement, cet *élévateur à argile (clay-hoist)* est, depuis, entré dans la pratique, dans les cas où l'extraction des déblais

ne peut se faire, ni par siphonnement direct, ni au moyen de la pompe à sable.

Les caissons des piles en rivière étaient construits sur échafaudages et descendus sur le fond à l'aide de vérins. Pour l'une des piles, on avait eu soin d'égaliser préalablement le fond en battant, à l'amont, quelques pieux, et en coulant, en arrière, des fascines remplies de pierre. On avait ainsi immédiatement obtenu, à l'emplacement du caisson, la formation d'un banc de sable présentant une surface parfaitement unie.

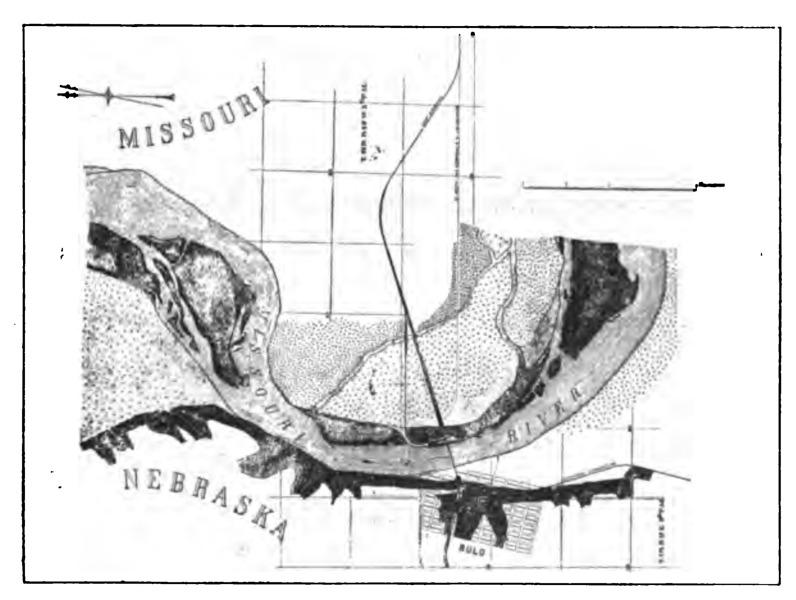


Fig. 198. — Pont de Rulo (Plan).

Les cribs ont une section réduite, octogonale, qui réalise, pour les fondations, une sensible économie sur ceux employés dans les constructions antérieures. Ils sont, d'ailleurs, arrêtés au niveau du fond, afin de réduire l'obstruction de la rivière.

Les caissons et les bâtardeaux sont remplis de béton de ciment de Portland, composé, comme dans les ouvrages précédents, de 1 volume de ciment et de 2 volumes à 4 volumes de sable.

Les tours des viaducs sont supportées sur des pylones en maçonnerie de briques, fondés sur pilotis, et compris entre des pla-

teaux réunis par des tirants soumis, chacun, à une tension de 5 tonnes (Voir l'Atlas).

Toutes les fondations furent exécutées en régie.

La superstructure fut adjugée à l'Edge Moor Bridge Co., avec les Baird Brothers comme tâcherons pour le montage. L'érection se fit sur échafaudages, à l'aide d'un chariot roulant.

Les poutres Linville ont $114^{m},38$ de portée, $15^{m},25$ de hauteur, $6^{m},70$ d'écartement.

Les travées Pratt, respectivement : $38^{m},13$, $5^{m},34$ et $3^{m},65$.

Les tours ont $13^{m},74$ de hauteur moyenne.

Les conditions de surcharge et de pression du vent admises pour les *fermes* Linville sont les mêmes qu'à Blair, mais le *tablier* est calculé pour une surcharge de 8.928 kilogrammes par mètre courant. Les *fermes* Pratt sont en outre proportionnées pour une surcharge roulante de 7.440 kilogrammes par mètre courant.

Dans les fermes Linville, le travail imposé à l'acier ne dépasse pas $10^{k},5$ à la compression, $9^{k},8$ à la tension. Il est limité à $9^{k},1$ dans les fermes Pratt. Ces maxima ne sont d'ailleurs atteints que dans les organes qui, par leur rôle, sont les moins exposés à des efforts instantanés.

Il n'a guère été employé de fer que pour les montants intermédiaires et les longerons.

Les poids de métal sont les suivants :

Trois travées de $114^{m},30$.	Acier		704.038^{k}
	Fer	Fermes	389.638^{k}
		Tablier	219.192^{k}
	Fonte		27.205^{k}
		Total	$1.340.073^{k}$
Six travées de $38^{m},09$.	Acier		75.182^{k}
	Fer	Fermes	155.793^{k}
		Tablier	126.054^{k}
	Fonte		3.214^{k}
		Total	360.243^{k}
	Six tours en fer		96.689^{k}
		Total	456.932^{k}

La digue de l'Est est fondée sur un matelas de saule tressé, de 38 mètres de large, et se compose d'assises de broussailles et de pierres. Elle se prolonge en retour, de 210 mètres, par un écran perméable formé d'un matelas, fixé debout contre des pieux, battus dans un matelas de fondation de 15 mètres de largeur. Dans le cours d'une seule crue, tout l'espace abrité par la digue se remblaya presque jusqu'au niveau de la crête.

La digue a demandé 3.571 cordes de broussailles, 8.712 tonnes d'enrochements, 6.820 mètres de battages et environ 2 tonnes de fil de fer.

Sur la rive ouest, on a placé en outre 2.580 tonnes d'enrochements.

Le pont proprement dit a coûté :

Infrastructure...	$	337.411,12	=	environ	1.687.055 fr. 60
Superstructure..	$	190.113,84	=	—	950.569 fr. 40
Total.......	$	527.524,96	=	—	2.637.625 fr. 00

Avec les accessoires : frais de transport, digue, approches, voies de service, frais de direction et de surveillance, la dépense totale s'est élevée à plus de 5.100.000 francs.

On avait, dès décembre 1885, commencé le fonçage d'une des piles, à titre d'essai, pour se rendre compte de la nature du sol plus exactement que par les sondages. Mais les travaux ne furent mis en train, à proprement parler, qu'en mai 1886, et le 2 octobre 1887 le pont était livré à la circulation.

M. George S. Morison fut assisté, dans ce travail, par M. Benjamin L. Crosby, Ingénieur *Résident*, et par MM. Edwin Duryea Jr., Mark A. Waldo, W. S. Macdonald, A. J. Himes, Ingénieurs Assistants.

Les entrepreneurs principaux étaient : maçonneries, Drake & Stratton; superstructure, Edgemoor Iron Co., avec Baird Bro. comme sous-traitants pour le montage.

**ouveau pont d'Omaha ; (V. A.).** — L'ancien pont d'Omaha, construit en 1869-1872, sous la direction de M. Théophilus E. Sickels, comme Ingénieur en Chef, constituait la plus remarquable application, en Amérique, des fondations tubulaires à l'air comprimé et des poutres Post. Il mesurait 824^{m},40 et comprenait sept travées de 76^{m},20, du système Post triple, reposant sur des piles formées, chacune, de deux cylindres en fonte, fondés sur le rocher et remplis de béton et de maçonnerie. En 1877, les deux dernières travées vers l'Est furent renversées par un coup de vent. L'une fut remplacée par une travée Linville, et l'autre par un trestle.

En 1885, l'Union Pacific Ry jugea une reconstruction totale nécessaire et en chargea M. George S. Morison.

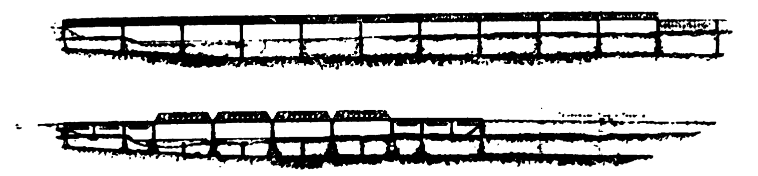


Fig. 499-500. — Ancien et nouveau ponts d'Omaha.

Le nouveau pont donne passage à deux voies ferrées et à deux voies charretières. Les deux voies ferrées sont espacées, d'axe en axe, de 3^{m},66 ; l'écartement des fermes est de 8^{m},534. Les voies charretières sont portées extérieurement sur des consoles projetées par les pièces de pont (fig. 400). On a conservé les accès et 4 des piles de l'ancien pont ; les autres supports sont nouveaux : cinq d'entre eux sont fondés sur le roc, à l'aide de caissons, à l'air comprimé. Les anciennes piles furent jugées insuffisantes pour supporter le poids des travées marinières du nouveau pont, et, pour éviter les enrochements et les pieux qui les défendaient, on choisit, pour placer les nouvelles piles, les milieux des anciennes ouvertures.

Le nouveau pont se compose de 4 travées Linville, à voie inférieure, de 76^{m},20 (74^{m},98 entres chevilles et 12^{m},19 de haut), et

de 6 travées Pratt, à voie supérieure, de $36^m,84$ de portée et $5^m,49$ de haut. La longueur totale de l'ouvrage n'est plus que de 520 mètres, le lit de la rivière s'étant rétréci depuis la construction du premier pont.

Il n'a pas été fait de travaux de rectification.

Les fondations furent exécutées en régie, sous la direction de M. George A. Lederle, Ingénieur Résident. Les caissons, en pin de l'Orégon, furent montés sur échafaudage, et descendus à l'aide de vérins. Deux, sur cinq, sont surmontés de bâtardeaux. Il n'y a rien de particulier à dire du fonçage : la profondeur n'a pas dépassé 22 mètres.

L'extraction des déblais se faisait à l'aide d'une pompe à sable d'un modèle spécial, dû à M. Morison. Le béton de Portland, employé en remplissage, et le mortier des maçonneries ont la même composition que dans les ouvrages précédents.

La superstructure fut adjugée au rabais à l'Union Bridge Co. Les grandes travées sont en fer et acier ; les autres en fer. Dans les calculs, on a admis pour l'ensemble du pont une surcharge *uniforme* de 11.904 kilogrammes par mètre courant ; mais l'*excès* d'effort dû, dans chaque membre, au *déplacement* de la surcharge est majoré, en outre, dans la proportion de $\frac{5}{4}$. Le poids des fermes est d'ailleurs évalué, dans les grandes travées, à 7440^k par mètre courant. Le tablier est calculé pour une surcharge de 8928^k par mètre courant de chaque voie. Les pressions admises pour le calcul du contreventement sont les mêmes que précédemment.

Les coefficients limites de travail sont : pour l'acier, $10^k,5$ à la compression, $9^k,8$ à la tension ; pour le fer, dans les deux cas, 7 kilogrammes, sauf dans les semelles des poutres rivées, où la limite est $5^k,6$.

Afin de ne pas interrompre la marche des trains, les travées Pratt à voie supérieure furent montées sur échafaudage, sous les anciennes poutres Post, et tinrent, à leur tour, lieu d'échafaudage pour le démontage de celles-ci.

Pour les travées marinières, on put faire l'économie d'échafaudages, de la manière suivante : on coiffa les piles d'étriers suppor-

tant des poutres transversales (fig. 501-503), qui servirent d'appui, dans chaque travée, à quatre poutres mixtes, dont les deux centrales supportaient l'ancien pont, les deux extrêmes, le nouveau. Le démontage des anciennes fermes et le montage des nouvelles se firent, sans échafaudage supérieur, à l'aide d'un chariot roulant.

Malgré ces sujétions, deux des travées marinières furent montées en une semaine, et une en cinq jours. On ne dut jamais suspendre le passage des trains pendant plus de deux heures.

La superstructure renferme :

	pour 4 travées de $73^{m},80$.	acier		697.677^{k}
		fer	fermes	435.556^{k}
		fer	tablier de la voie ferrée	432.667^{k}
		fer	tablier des voies carrossables	149.307^{k}
		fonte		48.997^{k}
			Total	1.764.204^{k}
Viaducs d'accès.	pour 6 travées de $36^{m},84$.	acier		13.692^{k}
		fer	fermes	440.509^{k}
		fer	tablier de la voie ferrée	282.760^{k}
		fer	tablier des voies carrossables	76.045^{k}
		fonte		20.372^{k}
			Total	833.378^{k}
	pour 4 cadres oscillants			53.748^{k}
			Total des accès	887.126^{k}

Les travaux avaient commencé le 29 octobre 1885 ; ils étaient achevés à la fin de mai 1887. Néanmoins, faute de la pose des voies d'accès, on ne put utiliser qu'une voie jusqu'au 1er octobre 1887.

La dépense, pour le pont proprement dit, a été la suivante :

Infrastructure	\$ 386.622.19	soit environ	1.933.110 fr. 00
Superstructure	\$ 276.982.16	—	1.484.910 fr. 00
Total	\$ 663.604.35	—	3.418.020 fr. 00

En y comprenant les frais de transport, la construction des approches, les outils, faux-frais, frais de direction et de surveillance et en tenant compte d'autre part de la valeur des matériaux retirés de l'ancien pont, déduction faite des frais d'enlèvement (environ 220,000 francs), la dépense totale s'est élevée à environ 4.220.000 francs.

M. George S. Morison, Ingénieur en Chef, était secondé par

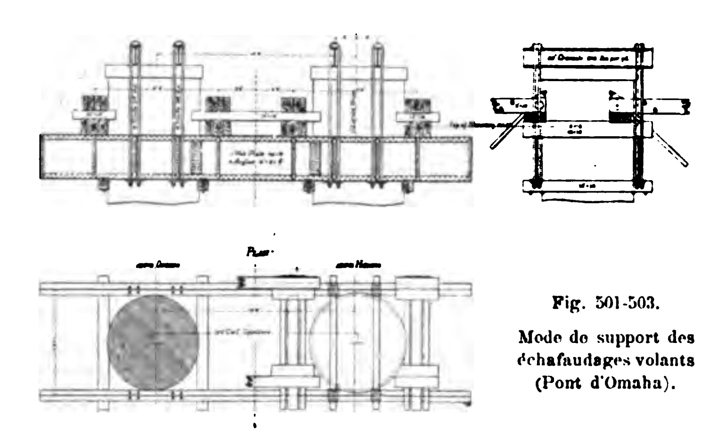


Fig. 501-503.
Mode de support des échafaudages volants (Pont d'Omaha).

M. George A. Lederle, ingénieur résident, et MM. H. W. Parkhurst, Lewis Blickensderfer, Ralph Modjeski, ingénieurs assistants.

Les entrepreneurs principaux étaient : maçonneries, T. Saulpaugh & Co ; superstructure, Union Bridge Co.

**ont de Randolph ; (V. A.).** — Ce pont (fig. 504) franchit le Missouri aux falaises de Randolph, près de Kansas-City, et donne passage au Chicago Milwaukee & Saint-Paul Ry. Il est à simple voie et comprend : une poutre pleine de 18^{m},59, trois travées Linville de 122^{m},95, 123^{m},19 et 122^{m},95, une travée Pratt de 49^{m},41 et 461 mètres de viaduc métallique. Au delà du viaduc se trouve un trestle, destiné à être remblayé lorsqu'il sera hors d'usage.

Les fermes Linville ont 122 mètres, d'axe en axe des chevilles extrêmes, 15^{m},24 de haut, avec un écartement un peu supérieur à la dimension usuelle (7^{m},01 au lieu de 6^{m},71). Le tablier est

suspendu. Le pont est en acier, à part les montants, les tabliers et le contreventement, qui sont en fer.

Le viaduc, en fer, se compose de travées en tôle pleine, mesurant alternativement 13m,71 et 9m,14 (celles-ci sur les tours, hautes de 15 mètres).

Ce pont a été construit par la Keystone Bridge Co, sur les dessins de son Ingénieur Conseil, M. C. L. Strobel.



Fig. 504. — Pont de Randolph.

Les fondations furent exécutées sous la direction de M. Wm. D. Jenkins.

Les travaux commencèrent le 2 novembre 1886, par la construction des caissons, qui sont du type ancien. La durée moyenne du montage des divers caissons, avant qu'ils pussent être mis en place, était de 24 jours. On achevait la charpente du plafond en même temps qu'on commençait le fonçage. La descente moyenne était de 60 centimètres par jour; l'achèvement de la charpente du plafond demandait 10 jours. Puis on construisait le crib, à raison de 3 cours (0m,90) par jour. Les cases du crib étaient bétonnées

au fur et à mesure; 50 hommes étaient employés pour faire le béton à la main; le cube maximum ainsi fait en un jour fut de 85 mètres cubes. On mettait en place de 38 à 77 mètres cubes par jour; le béton était pilonné par couches de 23 centimètres.

Les trois caissons (piles 2, 3 et 4) furent foncés simultanément, mais on ne travaillait que dans un seul caisson à la fois: quand le moment de la descente était venu, les ouvriers et l'air comprimé étaient dirigés sur un autre caisson. A la pile 4, la descente moyenne atteignit $1^m,05$ par jour.

Les deux autres caissons rencontrèrent un lit de blocs roulés; cette circonstance, coïncidant avec la crue de printemps, rendit la fin du travail lente et pénible, bien que la couche ne dépassât pas 1 mètre d'épaisseur.

Le bétonnage des chambres et des cheminées demandait 6 jours. La maçonnerie d'une pile, haute de 15 mètres et cubant 615 mètres, ne prenait que deux semaines.

Le 28 janvier 1887, les 80 pylones du viaduc, qui sont établis sur pilotis, étaient achevés. On peut voir dans l'atlas la disposition de ces pylones, à section carrée, dont une diagonale est parallèle à l'axe du viaduc. Cette forme, très rationnelle, se retrouve dans d'autres ouvrages. La dernière pile était achevée le 11 juillet 1887, 250 jours après le commencement des travaux.

Le montage complet du viaduc demanda 28 jours.

La durée moyenne de montage des travées de 122 mètres fut la suivante:

Battage et pose des chapeaux	11 jours;	
Montage des échafaudages, hauts de $15^m,24$.	5 »	
Pose du tillac et montage du chariot	5 »	
Montage d'une travée de 122 mètres	5 »	et 3 heures,
Ajustage des articulations inférieures, pose du tablier, du contreventement, rivetage..	8 »	
Total	34 jours et 3 heures.	

La dernière travée de 122 mètres était montée le 10 septembre 1887, et le premier train franchissait le pont le 11 octobre 1887, 11 mois et 9 jours après le commencement des travaux.

La dépense a été la suivante :

Fondations	$ 247.329,24	=	environ	1.236.647 fr.
Superstructure	$ 253.831,76	=	environ	1.269.158 fr.
dont $ 74.912.31 = environ 374.561 fr. pour le viaduc et la travée de $18^m,59$).				
Trestle et pont pilotis	$ 38.676,38	=	environ	193.381 fr.
Tablier de tout l'ouvrage	$ 21.527,81	=	environ	107.639 fr.
Frais de direction et de surveillance, etc	$ 22.416,68	=	environ	112.084 fr.
Total	$ 583.781,87	=	environ	2.918.909 fr.

Soit près de 3.000.000 francs.

Le remblayage réservé du trestle comporte en outre l'exécution de 337.000 mètres cubes de remblai évalués, y compris emprunt, transport et emploi, à $ 88.000, soit 440.000 francs.

Les travaux ont été exécutés sous la direction de M. D. J. Whittemore, ingénieur en chef du C. M. & St-P. Ry., à qui nous sommes redevable des dessins et des renseignements relatifs à cet ouvrage.



ont de Sibley; (V. A.). — Le pont de Sibley, sur le Missouri, comprend trois travées Linville, à voie intérieure, de 122 mètres, auxquelles donnent accès des travées Pratt à voie supérieure, — à savoir : sur une rive, une travée de 61 mètres ; sur l'autre, une travée de $76^m,25$, deux de $53^m,34$, — et un viaduc métallique de 580 mètres, au delà duquel s'étend un long trestle. Le pont est à voie unique, et laisse une hauteur libre de 15 mètres au-dessus des hautes eaux.

Cinq piles sont fondées à l'air comprimé. Mais l'intérêt du travail réside surtout dans la fondation des deux piles en rivière. Le rocher, qui se trouve à une faible profondeur (9 mètres à 12 mètres), est en effet recouvert par de gros blocs noyés dans un mélange de sable et d'argile. Or, lorsque les caissons vinrent à reposer sur le fond, le courant, qui varie entre $9^k,6$ et $14^k,4$ à l'heure, produisit immédiatement de profonds affouillements, mettant les caissons en porte-à-faux.

A la pile III, notamment, les blocs furent entièrement mis à nu, et il se forma, à l'intérieur même du caisson, un chenal de 9 à 12 mètres de largeur et de $2^m,70$ de profondeur, où l'eau avait une vitesse de 4 mètres par seconde, et jaillissait avec une telle violence que, quelle que fût la pression de l'air, il restait toujours dans la chambre plus de 90 centimètres d'eau au-dessus du couteau. MM. Sooy Smith & Co, chargés du travail, durent recourir à un expédient extrême, et faire descendre dans l'eau des ouvriers, en les attachant avec des cordes, afin de percer des trous dans les blocs et de les faire sauter un à un. Les débris étaient aussitôt jetés dans le courant, et le couteau du caisson finit, en descendant ainsi peu à peu, par aveugler la voie d'eau.

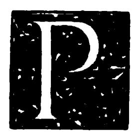
La superstructure fut confiée à l'Edge Moor Iron Co.

Le montage, exécuté, suivant la méthode ancienne, sur un *échafaudage supérieur fixe*[1], pendant un hiver très rude et par une température variant entre — 23° et — 31°, fut très lent : il demanda de deux à trois semaines pour chacune des travées de 122 mètres. Néanmoins, les travaux, commencés le 8 avril 1887, étaient achevés, après 293 jours de travail, le 25 janvier 1888 ; et le pont fut immédiatement livré à l'exploitation.

Les travées marinières sont principalement en acier doux ; le reste est en fer. La surcharge type se compose de 2 locomotives à 4 essieux couplés, pesant chacune 70 tonnes, suivies d'un train pesant 4.464 kilogrammes par mètre courant. Les efforts spécifiques sont limités par la formule de Launhardt, où la constante a été prise égale à $6^k,3$.

La dépense totale a dépassé 5.000.000 francs.

Ce pont fut exécuté d'après les projets et sous la direction de M. O. Chanute, Ingénieur en Chef.

**ont de Sioux City; (V. A.).** — Le pont de Sioux City (fig. 505) appartient à un syndicat spécialement formé, pour sa construction, par diverses lignes de chemins de fer.

1. — Voir Chap. X.

Il est à simple voie et devait d'abord se composer de 3 travées de 122 mètres et d'une courte travée d'accès. Mais, pendant les travaux, le chenal se déplaça, laissant à sec la majeure partie du pont, ce qui conduisit à ajouter, vers l'ouest, une quatrième travée de 122 mètres. En revanche, on put s'abstenir de tout travail de rectification. Le pont comprend, en outre, une travée d'accès, à âme pleine, de 18^{m},76. La longueur totale de l'ouvrage est de 510^{m},87.

Les fondations furent faites en régie, en travaillant seulement de jour, sous la direction de M. Emil Gerber, Ingénieur Résident.



Fig. 505. — Pont de Sioux City.

Quatre des piles principales sont fondées à l'air comprimé; la cinquième, sur pilotis.

Il a été impossible de trouver une roche quelconque pour y asseoir les fondations, bien qu'elles atteignent la profondeur de 29 mètres au-dessous des eaux moyennes.

Les caissons, qui rappellent ceux de Rulo, furent montés en place sur échafaudages et descendus à l'aide de vérins. Le fonçage des divers caissons ne présenta aucun fait intéressant; les déblais étaient extraits à l'aide de la pompe à sable, ou de *l'élévateur à argile* qui avait servi au pont de Rulo.

Le remplissage des caissons et bâtardeaux a été fait, comme tou-

jours, en béton renfermant de 2 à 4 vol. de sable pour 1 vol. de ciment Portland, mais il n'y a pas de pierres immergées dans le béton de la chambre.

La superstructure, confiée à l'Union Bridge Co, est entièrement en acier — à part la poutre à âme pleine, qui est en fer.

L'acier des trois premières travées provient d'Amérique. En raison du manque de temps, on a dû faire venir d'Écosse l'acier de la quatrième. Ce dernier métal a révélé, aux essais, plus d'uniformité que l'acier américain. Mais les profils étaient moins exactement laminés aux dimensions prescrites, ce qui a entraîné une légère augmentation de poids de la travée.

Les poids de métal entrant dans la superstructure sont :

	TRAVÉE ÉCOSSAISE	3 TRAVÉES AMÉRICAINES	MOYENNE PAR TRAVÉE AMÉRICAINE
Acier..........	491.673k	1.469.579k	489.860k
Fer............	2.876k	8.364k	2.788k
Fonte..........	10.249k	30.625k	10.231k
Total.....	504.798k	1.508.568k	502.879k

La poutre pleine pèse 18.727 kilogrammes, ce qui porte le poids total de la superstructure à 2.032.070 kilogrammes.

Les surcharges admises et la pression du vent sont les mêmes qu'au pont de Rulo. Mais le travail maximum est limité à $9^k,8$, à la compression, et à $9^k,1$, à la tension.

L'acier devait d'ailleurs satisfaire aux conditions suivantes :

Des échantillons, réduits par laminage à 19 millimètres de diamètre, devaient donner : limite d'élasticité, *au moins* 28 kilogrammes; limite de résistance, comprise entre $46^k,9$ et $54^k,5$; allongement, *au moins* 20 °/o sur une longueur de 200 millimètres; striction, *au moins* 42 °/o à la fracture. Les barres devaient en outre pouvoir être pliées à froid de 180 degrés, *au contact*, sans signe d'altération du métal.

Pour les rivets, l'acier devait présenter une résistance de 42 kilogrammes.

La seule prescription relative à la composition chimique de l'a-

cier limitait à 0,0008 la moyenne et à 0,001 le maximum du phosphore. L'acier fabriqué par le procédé Clapp-Griffiths était seul exclu.

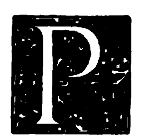
C'est le premier grand pont où les chevilles évidées aient fait leur apparition.

La durée du montage, sur échafaudage, des diverses travées de 122 mètres, à l'aide d'un chariot roulant, varia entre 5 et 6 jours.

Les travaux de fondations avaient commencé le 5 août 1887; et le premier train franchissait le pont le 26 novembre 1888.

Les projets de cet ouvrage sont de M. George S. Morison. Mais cet ingénieur s'associa, pendant deux ans, de 1887 à 1889, comme co-Ingénieur en Chef, M. E. L. Corthell, sous la raison sociale Morison & Corthell, et c'est M. Corthell qui a dirigé personnellement la majeure partie des travaux, en ayant sous ses ordres : M. E. Gerber, Ingénieur-Résident, MM. A. B. Corthell, J. W. Fiege, E. H. Mayne et Andrew Thompson, Assistants.

Les entrepreneurs principaux étaient : maçonnerie, T. Saulpaugh & Co; superstructure, Union Bridge Co; montage, Baird Brothers.



ont de Cairo; (V. A.). — Le pont de Cairo (fig. 506), sur l'Ohio, est à la fois la plus importante application du système Linville et le pont métallique le plus long qui existe au monde.

Le pont proprement dit compte neuf grandes travées Linville à voie intérieure, dont deux de 159m,40 et sept de 122 mètres, et trois travées Pratt, à voie supérieure, de 77m,42, formant une longueur totale de 1415m,40. Les viaducs d'accès comprennent : 1° sur la rive du Kentucky, vingt et une travées Pratt, à voie supérieure, de 45m,72, et une poutre pleine de 32m,38; 2° sur la rive de l'Illinois, dix-sept travées Pratt, à voie supérieure, de 45m,72 (fig. 507-9), et une poutre pleine de 32m,38 [1]. Le pont est à simple voie.

1. — Toutes ces dimensions sont comptées de centre en centre des chevilles extrêmes.

La longueur totale de la superstructure métallique est de 3.218^{m},70, dépassant de 10^{m},06 celle du viaduc de la Tay. En y comprenant les trestles qui y donnent accès, la longueur totale de l'ouvrage est de 6.235 mètres.

Les dix piles principales du pont sont fondées à l'air comprimé; les trois autres, sur pilotis. Les piles des viaducs sont des cylindres Cushing.

Le pont laisse une hauteur libre, fixée par la loi, de 16^{m},15 au-

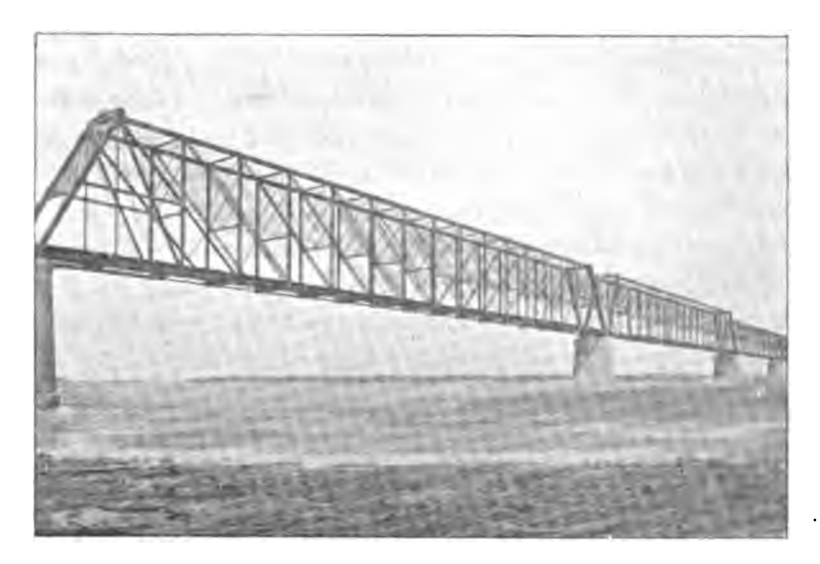


Fig. 506. — Pont de Cairo.

dessus des hautes eaux de 1867, dont la cote est elle-même de 15^{m},55 au-dessus de l'étiage. La plus grande profondeur atteinte par les fondations, au-dessous de l'étiage, est d'ailleurs de 22^{m},86. La hauteur totale de l'ouvrage, depuis la base des piles jusqu'au sommet des poutres, atteint ainsi 75^{m},90.

Afin de ne pas gêner la navigation, le pont proprement dit est de niveau, les accès descendant, de part et d'autre, suivant une pente de 7^{mm},5.

Des études préliminaires, en vue de la construction de ce pont, avaient été faites, de concert, par les ingénieurs du Chicago, Saint-

Louis & New-Orléans R. R. et de l'Illinois Central R. R. Les projets furent préparés par MM. George S. Morison, Ingénieur en Chef, et E. L. Corthell, Ingénieur en Chef associé; et la construction tout entière, sauf la pose du tablier en charpente, fut confiée, sous leur direction et sur soumission directe, à l'Union Bridge Co.

La ville de Cairo était, autrefois, au confluent de l'Ohio et du Mississipi; mais, par suite de la mobilité de ce dernier fleuve, le confluent s'est déplacé de plus de 1600 mètres, vers l'aval, sans que le cours de l'Ohio ait d'ailleurs varié. Le pont franchit l'Ohio à environ 5 kilomètres en amont du confluent actuel; il est entièrement fondé dans les terrains d'alluvion du Mississipi, c'est-à-dire dans un sol où l'on ne trouve, à plus de 60 mètres de profondeur, que du sable, mélangé de quelques poches d'argile. Ces terrains d'alluvion s'étendent sur plusieurs milles à la ronde, et la cote en est de 3 mètres à 6 mètres au-dessous du niveau des crues. La ville de Cairo, bâtie sur ce terrain, n'est protégée que par une digue qui l'entoure de tous côtés, et se trouve isolée, en temps de crue, au milieu d'une immense nappe d'inondation. L'Ohio et le Mississipi ont à peu près même volume, mais, tandis que le fond du lit du Mississipi, comme celui du Missouri, est composé de sables fins et de vase qui le rendent extrêmement mobile, le lit de l'Ohio est formé au contraire par de lourds graviers, peu sujets aux érosions, qui lui donnent une grande fixité. En revanche, les crues du Mississipi sont peu importantes, tandis que celles de l'Ohio arrivent brusquement et dépassent 15 mètres.

Ces conditions diverses ont déterminé les ingénieurs à adopter de très grandes travées, surtout sur la rive ouest où le courant est le plus violent et charrie le plus de débris; à choisir, pour les piles, des profils ne donnant point prise au courant; à recourir, enfin, aux fondations en plein sable qui, dangereuses sur le Mississipi, sont admissibles sur l'Ohio, à la condition de n'imposer au sable, sur lequel on était obligé de s'arrêter, que la moindre surcharge possible.

Dans ce but, les caissons sont de très grandes dimensions : trois d'entre eux mesurent $21^m,35 \times 9^m,15$; les autres, $18^m,30 \times 7^m,93$. Ils ont tous $4^m,88$ de haut, et sont surmontés de cribs de $10^m,37$

de haut. On a donné aux cribs même section qu'aux caissons, dont ils prolongent le parement vertical, afin de ne pas déranger les couches traversées : on compte en effet sur le frottement latéral de ces couches, évalué à raison de 1944 kilogrammes par mètre carré, pour réduire la charge imposée au sol de fondation. En outre, dans la construction des caissons et des bâtardeaux, on a fait emploi d'une quantité de bois calculée de telle sorte que le poids de la fondation, jusqu'au sommet des bâtardeaux, ne dépasse pas le poids du sable dont elle a pris la place.

Les caissons sont en pin, avec seuils de chêne, couteaux de fer,

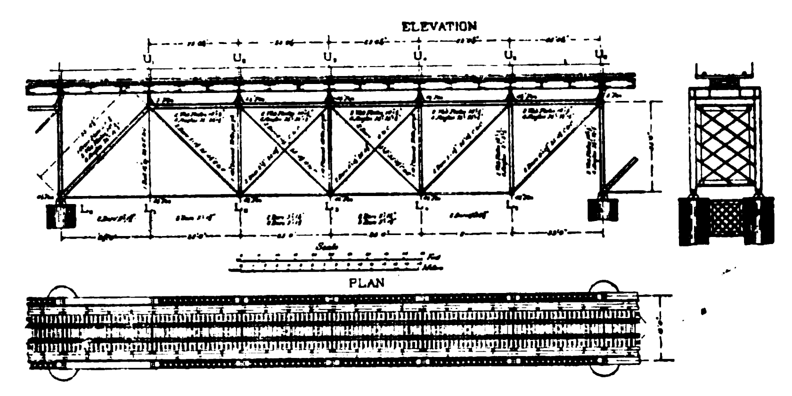


Fig. 507-509. — Travées de 15m,72 des Viaducs d'accès du Pont de Cairo.

et double bordé croisé en chêne, suivant l'usage. Les bâtardeaux sont entièrement en pin. Les coins des caissons et bâtardeaux sont arrondis et protégés par de la tôle de 3 millimètres. Les caissons et les bâtardeaux sont remplis de béton composé de ciment, de sable et de pierre cassée. Le ciment, de Portland dans les parties importantes, et de Louisville dans les remplissages, y entre suivant les proportions variables indiquées précédemment. Les caissons, construits sur cale, sur la rive de l'Illinois, étaient amenés à flot. La machinerie était portée sur deux bateaux.

Les deux premiers caissons furent munis de faux-fonds. Mais l'enlèvement de ce fond mobile ayant donné lieu à de grandes difficultés dans le second caisson mis en place, on se dispensa d'en employer dans les huit derniers caissons.

Les maçonneries sont en calcaire, sauf le tranchant amont des piles, qui est en granit.

La plupart des piles furent fondées facilement, le sable étant assez homogène, à part la rencontre de quelques troncs d'arbres *(snags)* et plusieurs invasions subites des crues dans les bâtardeaux, forçant à abandonner le travail. Cependant deux caissons donnèrent des difficultés spéciales :

Le caisson II prit d'abord un dévers considérable. On eut quelque peine à le redresser; mais on y réussit en bloquant le couteau le plus bas à l'aide de poutres, tandis qu'on faisait descendre le reste du caisson. Ce procédé très simple ne pourrait s'employer, sans danger de rupture, avec des caissons en métal.

Le caisson IX fut surpris par une crue, alors que le fonçage en était peu avancé. Il en résulta un affouillement dépassant de plus de $0^m,60$ le couteau d'amont. On combattit l'affouillement en y jetant, de l'extérieur, des sacs de sable qu'on recouvrit ensuite d'enrochements.

Les piles sont protégées par des matelas tressés alentour et recouverts d'enrochements.

Les poutres de $158^m,04$ ont $18^m,59$ de haut et $7^m,62$ de large (toujours d'axe en axe des semelles); les poutres de 122 mètres ont, suivant l'usage, $15^m,24$ de haut et $6^m,71$ de large; celles de $45^m,72$ ont respectivement $9^m,14$ et $5^m,49$.

Le pont est calculé pour une surcharge roulante de 4.464 kilogrammes par mètre courant; l'excès des efforts produits dans chaque membre par le déplacement de la surcharge, sur les efforts résultant d'une même surcharge fixe, est en outre, comme précédemment, multiplié par 5/3. La pression du vent est, comme précédemment, évaluée à 744 kilogrammes par mètre courant sur la semelle voisine du tablier, et à 446 kilogrammes sur l'autre semelle.

Le tablier est proportionné pour une surcharge de 8.928 kilogrammes par mètre courant. Les coefficients *limites* de travail sont : compression, $9^k,8$ par millimètre carré de section réduite (c'est-à-dire déduction faite des barres de treillis et de la portion des tôles de couverture leur faisant équilibre); tension, $9^k,1$.

L'acier était soumis aux mêmes prescriptions chimiques que

précédemment. Dans les grandes travées, il devait présenter une limite d'élasticité d'au moins 28 kilogrammes et une limite de résistance comprise entre 46^{k},9 et 52^{k},5, avec un allongement d'au moins 20 % sur 200 millimètres, et une striction d'au moins 42 %. Les rivets devaient avoir une résistance limite de 42 kilogrammes.

Dans les viaducs d'accès, l'acier est plus doux, la résistance limite étant comprise entre 39^{k},2 et 43^{k},4, avec un allongement de 25 % et une striction de 45 %.

Dans les deux cas, la barre d'essai devait pouvoir être pliée au contact et dépliée, sans signe d'altération.

Toutes les rivures non forées sont fraisées, et les bords cisaillés des fers sont planés. — Les poids de métal sont les suivants :

TRAVÉES	MÉTAL	POIDS TOTAL	POIDS MOYEN pour UNE TRAVÉE
Deux travées de 138^{m},04	Acier	1.834.049^{k}, »	917.025^{k}, »
	Fer	2.834^{k}, »	1.417^{k}, »
	Fonte	33.767^{k}, »	16.883^{k}, »
	Totaux	1.870.650^{k}, »	935.325^{k}, »
Sept travées de 122^{m}, »	Acier	3.497.285^{k}, »	499.612^{k}, »
	Fer	12.810^{k}, »	1.830^{k}, »
	Fonte	87.426^{k}, »	12.489^{k}, »
	Totaux	3.597.521^{k}, »	513.931^{k}, »
Trois travées de 77^{m},42	Acier	623.924^{k}, »	207.975^{k}, »
	Fer	3.549^{k}, »	1.183^{k}, »
	Fonte	10.245^{k}, »	3.415^{k}, »
	Totaux	637.718^{k}, »	212.573^{k}, »
Trente-huit travées de 45^{m},72	Acier	3.330.625^{k}, »	87.648^{k}, »
	Fer	11.784^{k}, »	310^{k}, »
	Fonte	87.243^{k}, »	2.296^{k}, »
	Totaux	3.429.652^{k}, »	90.254^{k}, »
Deux poutres pleines de 32^{m},38	Acier	127.789^{k}, »	63.894^{k}, »
	Fer	738^{k}, »	369^{k}, »
	Fonte	3.116^{k}, »	1.558^{k}, »
	Totaux	131.643^{k}, »	65.821^{k}, »

L'Union Bridge Co confia le montage des 12 travées du pont proprement dit aux entrepreneurs déjà connus Baird Brothers, qui s'y signalèrent par la plus remarquable de leurs opérations : le montage en quatre jours, *sans travail de nuit*, d'une travée de 158 mètres. L'autre travée de même portée n'avait d'ailleurs pris que six jours. La plupart des travées de 122 mètres furent montées dans un temps variant de deux à trois jours, l'une même ne demanda guère plus d'un jour. Il convient de remarquer que le travail exécuté dans ce temps comprenait : 1° l'adduction de *tous les matériaux*, pris sur le chantier à une distance variant de 300 à 600 mètres ; 2° le montage complet des poutres ; 3° la pose du contreventement supérieur et d'un contreventement transversal provisoire[1]. Aussitôt une poutre montée, on enlevait les échafaudages pour en monter une autre. La mise en place de la totalité de la superstructure du *pont*, — qui pèse en tout 6.105.888 kilogrammes, — comprenant le battage, — et l'enlèvement successifs de pieux atteignant jusqu'à 23 mètres de longueur et la pose et le déplacement de charpentes de 22 mètres de hauteur, ne prit que neuf mois de travail, de fin octobre 1888 à fin juillet 1889. Le montage des viaducs d'accès, exécuté par l'Union Bridge Co et commencé en juin 1889, était terminé en octobre 1889.

La dépense totale, pour le pont et ses approches, se décompose ainsi qu'il suit :

			$		fr.
Pont proprement dit		Infrastructure..	1.189.743,73	=	5.948.718,65
		Superstructure.	765.616,14	=	3.828.080,70
		Total.......	1.955.359,87	=	9.776.799,35
Accès...	Kentucky..	Viaducs........	280.312,26	=	1.401.561,30
		Trestles........	51.130,28	=	255.651,40
	Illinois.....	Viaducs........	221.863,06	=	1.109.315,30
		Trestles........	66.687,52	=	333.437,60
	Remblais............		8.464,79	=	42.323,95
		Total......... .	628.457,91	=	3.142.289,55
		Total général...	2.583.817,78	=	12.919.088,90

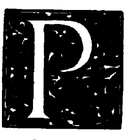
1. — Le contreventement transversal se compose, en effet, de treillis rivé, qui demande forcément plus de temps et se fait ultérieurement.

Avec les ouvrages de protection, les voies de service, les indemnités diverses, la rémunération des ingénieurs (338.000 francs) et les faux-frais, la dépense totale s'est élevée à $ 2.675.457,92, soit environ 13.377.000 francs.

Les travaux avaient commencé le 1er juillet 1887. Le 29 octobre 1889, le pont était inauguré par le passage d'un train d'épreuve composé de 10 locomotives, qui le franchit une première fois lentement et une seconde, en vitesse. Les flèches constatées furent insignifiantes et le pont fut aussitôt livré à l'exploitation.

MM. Morison & Corthell furent assistés, pour l'exécution de ce travail, de MM. Alfred Noble, Ingénieur Résident, et de MM. Addison Connor, E. Duryea, E. P. Buts, E. H. Connor, E. H. Magne, J. M. Heiskell, Ingénieurs Assistants.

III. — POUTRES PETTIT



ont du Havre-de-Grâce; (V. A.). — Le pont du Havre-de-Grâce (fig. 199, 218-19) a été construit en 1884-86 sur la Susquehanna, pour le Baltimore & Ohio Rail Road.

Ce pont, qui est à simple voie, franchit les deux bras que la rivière forme en cet endroit, à l'aide de deux travées de 158m,60, quatre de 146m,30, deux de 115m,82 et une de 60m,96, — et l'île de Watson, sur un viaduc métallique de 591m,60 de long et de 21m,34 de hauteur moyenne. Aux deux extrémités se trouvent des viaducs de 73m,45 et 64m,62. La hauteur des rails au-dessus de l'eau est de 28m,95.

Cinq des piles sont fondées sur le roc, à l'air comprimé, à des profondeurs variant de 20m,73 à 25m,60 ; la plus grande épaisseur de vase traversée est de 10m,59. Cette partie du travail fut exécutée par W. Sooy Smith & Son.

Des sondages très précis avaient été préalablement exécutés par le personnel du chemin de fer, sous la direction du colonel Wm. Patton, Ingénieur « *in charge* ». Ils avaient révélé un fond rocheux très inégal et présentant, sous la plupart des piles, des

déclivités très accusées. On essaya donc de dresser le roc avant de procéder aux fondations.

Dans ce but, on fit d'abord éclater des charges de dynamite à la surface du rocher, en les descendant dans les trous de sondage. Le résultat fut à peu près nul. On voulut alors percer des trous dans le roc pour y placer les charges d'explosifs, mais on dut renoncer à cette méthode, en raison de la dépense.

Les caissons, qui sont du type ancien, sont en poutres de $0^m,30 \times 0^m,30$ et mesurent au maximum $23^m,85 \times 12^m,88$; la chambre a $2^m,74$ de haut et le plafond $2^m,43$ d'épaisseur. Ils sont surmontés de cribs. Les sas sont du type adopté par MM. Sooy Smith : dans ce système, la cheminée a un diamètre uniforme de $1^m,22$ et se compose de segments de longueur variable suivant les cas, mais qui ont $4^m,57$ au pont en question. Entre les brides de chacun des segments successifs sont interposés d'épais diaphragmes (fig. 510-516), présentant une ouverture de $0^m,69 \times 0^m,50$ qui peut se fermer par une porte. De la sorte, on peut donner au sas la longueur d'un nombre quelconque de segments. Habituellement, on se contente du segment supérieur, un segment ayant une capacité suffisante pour sasser à la fois toute une équipe de 15 à 20 hommes. Les portes s'ouvrent de haut en bas. Quand on allonge le tube, on se contente de déplacer la porte inférieure, qui devient la porte supérieure du nouveau sas.

Ces dispositions permirent d'éviter un terrible accident, pendant le fonçage de la pile 9[1]. Le crib, haut de $5^m,49$, était complètement achevé, mais, en vue de ne point trop charger le caisson, pour des motifs que nous verrons plus loin, le bétonnage avait été retardé et l'on avait surmonté le crib d'un bâtardeau de construction plus légère, à l'abri duquel devait se faire ultérieurement la construction de la maçonnerie de la pile. On procédait à une descente, suivant la méthode usitée avec les caissons de l'ancien type, en laissant tomber la pression de l'air, lorsque le bâtardeau se rompit sous la charge latérale. L'eau fit irruption dans l'enceinte,

1. — Il est toutefois juste de dire que l'accident est, en grande partie, dû au *type ancien* des caissons, et aux chutes de pression qu'il nécessite pour le fonçage.

ajoutant brusquement une surcharge d'environ 2.000 tonnes au caisson, qui descendit immédiatement de plusieurs mètres. La chambre de travail fut envahie par l'eau et la vase et les sept hommes qui travaillaient à l'intérieur n'eurent que le temps de se réfugier dans la cheminée. Mais, par suite de la trop grande descente, la porte supérieure du sas était couverte de plus de 20 centimètres d'eau. Le général Sooy Smith, qui se trouvait sur les lieux avec le colonel Patton, fit aussitôt boucher les tuyaux de vidange du sas, pour empêcher les ouvriers de s'en servir, ainsi

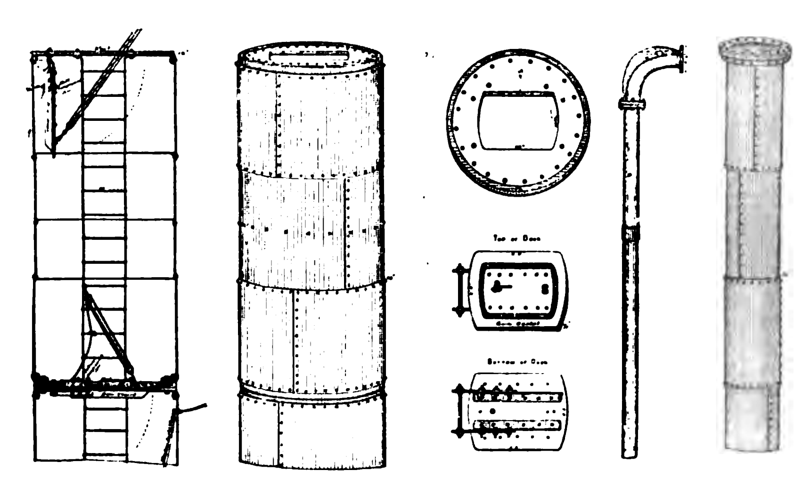


Fig. 510 à 516.
Pont du Havre-de-Grâce. — Sas, Tuyau de décharge, Cheminée à matériaux (Eng. News)

que deux tuyaux de décharge qui s'étaient trouvés rompus. Puis on établit, — tout en continuant de souffler, — autour de la cheminée, un bâtardeau en planches, que l'on entoura extérieurement de toiles goudronnées et que l'on étancha, à l'intérieur, à l'aide de sacs de ciment de Portland. On put alors pomper l'eau et délivrer les ouvriers, qui étaient sains et saufs.

Le bâtardeau fut réparé à l'aide d'un masque, descendu tout fait en place et calfaté ensuite par un plongeur; et la fondation s'acheva sans encombre, bien qu'elle présentât des difficultés spéciales. Le roc, sur lequel on devait asseoir la pile, avait en effet une pente transversale très accentuée, et présentait une différence de niveau

de $5^m,49$ entre les deux côtés du caisson. Le général Smith arrêta la descente à une petite distance du rocher et, après avoir disposé des étais sous le centre, soutint le caisson qui pesait 10.000 tonnes, par une habile conduite de la pression de l'air, pendant qu'on creusait dans la roche, à la mine, un gradin d'environ $1^m,20$ de profondeur. Deux pilastres, formés d'une enveloppe métallique de $3^m,00 \times 3^m,00$, furent alors descendus jusqu'à la roche sous les coins du caisson où le roc était le plus bas, puis remplis de béton. On continua ainsi, par sections, la construction d'un mur d'enceinte en béton sous tout le pourtour du caisson. Et quand ce soubassement fut achevé, on enleva les étais centraux et on n'eut plus qu'à laisser descendre le caisson, opération qui s'acheva avec plein succès. On remplit alors de béton toute la partie intérieure, après avoir dressé la roche.

La vase renfermait de grandes quantités de carbure d'hydrogène, et l'on dut se prémunir contre les explosions en se servant de lampes à incandescence protégées par de doubles globes.

Le reste des fondations à l'air comprimé s'exécuta par des procédés semblables, sans aucun accident. Les autres piles furent fondées à l'aide de bâtardeaux.

Commencées en mai 1884, les fondations étaient achevées à la fin de la même année.

La bétonnière automatique inventée par M. Chas. Sooy Smith et qui servit à faire tout le béton de cet ouvrage mérite une description spéciale : elle comprend d'abord un cylindre à ailettes, analogue à une roue hydraulique, tournant dans une enveloppe cylindrique, et dont les auges sont divisées en deux parties, perpendiculairement aux génératrices, par un diaphragme mobile. En déplaçant le diaphragme, on fait varier la capacité relative des deux groupes de divisions. La roue tourne sous un double entonnoir, dont une case est réservée au sable, l'autre au ciment, et qu'un simple manœuvre n'a qu'à alimenter. En fixant convenablement le diaphragme, on détermine une fois pour toutes les proportions de sable et de ciment. Ceux-ci tombent ensemble dans une auge cylindrique en acier de 24 centimètres de diamètre et $6^m,10$ de long, dans l'axe de laquelle tourne une vis d'Archimède. Quand ils

ont parcouru un espace suffisant pour être bien mélangés, ils reçoivent l'eau, dont le débit est réglé suivant l'allure de la machine; le mortier ainsi fait est très supérieur, en qualité, à celui que l'on obtient avec les manèges, dont les meules écrasent les sables les plus durs, et réduisent en poussière — en boue — les sables tendres. Plus loin, le mortier, bien mélangé, tombe dans une bétonnière cylindrique de $2^m,10$ de long, inclinée de 1/7 sur l'horizon. Celle-ci est traversée par un arbre muni de nombreux bras, disposés en hélice et formés de cornières, dont la rotation assure un mélange intime des matériaux. La pierre peut être, suivant qu'on le désire, versée à la main ou à l'aide d'un distributeur mécanique, analogue à celui qui dose le mortier et mû par la même machine.

Au pont du Havre-de-Grâce, cet appareil a donné jusqu'à 138 mètres cubes par 24 heures; mais l'inventeur estimait qu'il eût pu, en cas d'utilité, débiter le double.

Le béton se composait d'un volume de ciment pour 2 volumes de sable et 5 volumes de pierre cassée, donnant un peu plus de 5 volumes de béton.

La pierre était cassée mécaniquement par un concasseur Gates.

Les piles sont en maçonnerie de granit.

La superstructure est en acier et fer. Toutes les travées sont du système Linville, sauf une des travées marinières qui est du système Pettit. Cette dernière, qui mesure $158^m,60$ d'axe en axe des chevilles, avec $19^m,81$ de hauteur et $7^m,62$ de largeur entre fermes, est entièrement en acier et pèse 800 tonnes. L'acier employé a une résistance limite de $45^k,5$. Le tablier se compose de traverses de chêne de $0^m,23 \times 0^m,23$ espacées de 33 centimètres d'axe en axe.

L'exécution de ce grand ouvrage, dans la partie maritime de la Susquehanna, présentait des difficultés particulières en raison de la nature du fond, composé de vase molle, et de la grande inclinaison du rocher sous presque toutes les piles. Son achèvement sans accident de personnes fait donc le plus grand honneur aux ingénieurs et aux entrepreneurs qui y ont pris part :

M. le colonel Wm. M. Patton, qui contrôlait les travaux pour le B & O. R.R., et qui avait d'ailleurs fait les études préliminaires;

le général W. Sooy Smith et son fils, M. Chas. Sooy Smith, entrepreneurs des fondations à l'air comprimé ; la Keystone Bridge Co, qui a construit, d'après ses propres dessins, le pont proprement dit, et à qui nous devons les dessins et photographies reproduits dans notre ouvrage; et la Phœnix Bridge Co, qui a exécuté, dans des conditions semblables, les viaducs.



ont de Cincinnati et Covington; (V. A.). — Ce pont, situé sur l'Ohio, à Cincinnati, comporte deux voies de chemin de fer (Chesapeake & Ohio RR), une double voie charretière et une double passerelle pour piétons. Il comprend une travée centrale de 167m,64 (550'), et deux latérales de 149m,35, prolongées de part et d'autre par des viaducs d'accès d'une longueur totale de 1.600 mètres (V. fig. 209, 210, 250-51).

De centre en centre des chevilles extrêmes, les travées mesurent respectivement 165m,35 (542' 6") et 147m,67 (484' 6"), avec 26m,60 et 22m,86 de hauteur et 20m,42 de largeur totale. L'espacement des fermes n'est toutefois que de 9m,14, les voies charretières étant portées en encorbellement sur les pièces de pont, prolongées en consoles.

Deux des piles du pont proprement dit sont fondées à l'air comprimé ; les deux autres, sur pilotis. Les fondations à l'air comprimé furent exécutées par MM. Sooy Smith & Co, d'après leurs procédés ordinaires : les caissons, qui mesurent 24,76 × 10,61, sont du type ancien, à murs et plafonds en charpente massive. Les murs, qui ont un fruit de 1/15, sont formés de parois successives composées alternativement de poutres et de bordés en madriers, le bordé extérieur étant calfaté. Les caissons se prolongent par un crib dont les parois sont également inclinées. Ils portaient un puits pour l'extraction des déblais, un pour le bétonnage et un pour le personnel. Ce dernier ne comportait pas de sas spécial, chaque élément servant successivement de sas, suivant le système Sooy Smith (Voir p. 388-89). La majeure partie des déblais était extraite par siphonnement ou à l'aide d'une pompe à sable ; on dut cependant monter, à l'aide de bennes, après les avoir débités à la scie, des troncs d'arbres que l'on

rencontra sous l'un des caissons, — ainsi d'ailleurs que de gros blocs roulés et des fragments de roche.

Les caissons étaient construits sur la rive et amenés à flot à l'aide d'un faux-fond. Pour tenir compte du déplacement des caissons vers l'aval pendant le fonçage, on les échouait de $0^m,60$ en amont : les caissons furent ainsi exactement mis en place.

Le fonçage se poursuivait jour et nuit, les hommes se relayant de huit heures en huit heures. Bien que la profondeur atteinte ne dépasse guère 16 mètres, l'un des caissons ne peut être foncé jusqu'au rocher, parce que les parois commençaient à flamber sous la pression latérale ; on construisit alors un mur en béton pour soutenir le caisson en son milieu, puis on descendit la fouille, par sections, jusqu'au rocher, c'est-à-dire de $0^m,50$ environ au-dessous du couteau, en remplissant chaque section au fur et à mesure avec du béton.

Le béton qui remplit les caissons et les cribs est formé d'un volume de ciment de Louisville, pour un volume de sable, et trois volumes de pierre cassée. Les maçonneries des piles sont en grès.

La superstructure a été exécutée entièrement par la Phœnix Bridge Co, d'après un projet et un cahier de charges préparés par ses ingénieurs et acceptés par la Compagnie du chemin de fer.

Ce pont présente un grand nombre de particularités remarquables. L'ouverture de la travée centrale était la plus grande franchie jusqu'alors, par une travée libre, et n'a été dépassée depuis qu'au pont de Louisville et de Jeffersonville. Par son contour polygonal, son réseau complexe à grandes mailles, etc., le pont est un bon modèle de la construction américaine moderne. On peut toutefois regretter que les conditions de la concurrence aient amené la Compagnie, d'ailleurs très habile et très audacieuse, qui l'a construit, à serrer d'un peu près, pour atteindre le maximum d'économie, certaines limites que la prudence impose : le rapport de la hauteur des fermes à leur écartement (fig. 251) s'élève presque à 3/1, ce qui est généralement considéré en Amérique comme trop élevé. D'autre part, le train-type est plus léger, et les efforts spécifiques

sont un peu plus élevés que dans la plupart des autres grands ponts construits à la même époque en Amérique[1].

A part ces critiques, qui perdent de leur importance dans un pont d'aussi grande dimension, où le maximum de surcharge ne sera jamais réalisé, il y a lieu de reconnaître que le cahier des charges et le dessin, dus à l'habile Ingénieur en Chef de la Compagnie, M. Wm. H. Burr, sont aussi bien étudiés et aussi parfaitement adaptés que possible aux conditions spéciales qui lui étaient imposées par les circonstances.

La cambrure des fermes est calculée de manière à supprimer toute déformation pour une surcharge égale à la moitié du maximum de surcharge; en outre, sur la semelle supérieure, les œils sont percés un peu au-dessous de la fibre neutre, afin d'équilibrer, par ce moyen, la tendance à la flexion dans les segments compris entre les nœuds successifs. Il en est tenu compte dans les calculs.

Les attaches du tablier sont particulièrement soignées : la semelle supérieure des pièces de pont se *continue à travers les montants*, qui portent, à cet effet, une entaille appropriée. Il n'entre d'ailleurs, dans le reste de l'assemblage des pièces de ponts avec les montants, que des boulons tournés, exactement ajustés dans des trous forés, à l'exclusion de tout rivet; tous les trous de rivets sont forés, ou, exceptionnellement, poinçonnés, puis fraisés.

Le tablier et le contreventement sont en fer, tout le reste étant en acier.

La surcharge vive admise sur chaque voie consiste dans un train pesant 3.710 kilogrammes par mètre courant, précédé par deux locomotives pesant chacune, tender compris, $81^{T},266$ sur $13^{m},41$ d'empattement.

Pour les voies charretières et la passerelle, on a admis qu'elles imposaient aux fermes une surcharge vive uniforme de 292 kilogrammes par mètre carré. Mais, dans le calcul du tablier, la surcharge vive admise est plus élevée. La surcharge vive totale est ainsi de 11.339 kilogrammes par mètre courant. Pour le vent, on

1. — Cette surcharge est néanmoins plus élevée et les efforts spécifiques sont plus faibles que ceux admis, en France, par le nouveau règlement du 29 août 1891.

a admis une pression de 146 kilogrammes par mètre carré de surface exposée des deux fermes et d'un train occupant toute la longueur de la travée. Le poids mort, par mètre courant, est d'ailleurs de 11,606 kilogrammes.

Les efforts maxima imposés à l'acier varient entre $11^k,2$ dans les barres de la semelle inférieure, et $9^k,1$ dans les tirants du réseau. L'effort limite sur la fibre extérieure des chevilles est fixé à 14 kilogrammes.

Il est d'ailleurs tenu compte de l'impact par une augmentation de 50 °/₀ des sections dans les attaches du tablier, et de 25 °/₀ dans le tablier, les suspendeurs, les contre-tirants et contre-montants, etc.

L'acier employé devait avoir $43^k,75$ de résistance limite.

Le poids total des trois travées est de 4.540.000 kilogrammes. La travée centrale pèse à elle seule 1.725.200 kilogrammes.

Le montage se fit sur échafaudages; mais il fut signalé par un désastre. M. G. Bouscaren, qui avait antérieurement fait une étude en vue de la construction du pont de Cincinnati et Covington, avait préconisé, en raison des dangereuses crues de l'Ohio, l'adoption du système cantilever[1]. La Compagnie dut regretter de n'avoir pas suivi ce conseil. En effet, pendant le montage de la travée sud, en juin 1888, une crue déplaça de $0^m,60$ les échafaudages qui supportaient alors le chariot de montage et les deux tiers environ de la travée. Néanmoins, le travail put s'achever sans accident. Mais, au mois d'août suivant, pendant la construction de la grande travée, une crue subite survint, charriant d'énormes quantités de débris. Ceux-ci s'amoncelèrent sur 150 mètres de longueur en amont des échafaudages, et, le 26 août, malgré tous les efforts faits par les entrepreneurs, l'échafaudage était emporté avec 320.000 kilogrammes de fer et d'acier (13 panneaux) qu'il supportait. Ce fut une perte totale, en raison de la profondeur et du courant de la rivière. On retrouva des barres à œil jusqu'à 80 kilomètres en aval.

1. — Voir, dans l'Atlas, le projet de M. Bouscaren.

La Compagnie se remit aussitôt à l'œuvre, le nouvel échafaudage fut protégé par un énorme avant-bec en forme de V, de 360 mètres de longueur, fait de pieux recouverts d'un bordé ; et la construction, poussée énergiquement aux usines, s'acheva, grâce à un travail ininterrompu de jour et de nuit, dans les délais convenus, le 25 décembre 1888.

Le pont était livré le 10 janvier 1889 à l'exploitation.

Les fondations avaient commencé en juin 1887, et la construction dans les ateliers en mars 1888.


ont de Wheeling ; (V. A.). — Le pont de Wheeling (fig. 379), sur l'Ohio, appartient à une Compagnie indépendante et a pour but de donner passage aux nombreuses Compagnies de chemins de fer dont les lignes aboutissent à cette ville.

Ce pont comprend trois travées de 76^{m},20, une de 160^{m},02, et une de 45^{m},72. Il a été construit par l'Edge Moor Bridge Co, sur ses propres dessins.

La travée marinière est du système Pettit ; les petites travées, du système Pratt. Mais le dessin des fermes diffère essentiellement de celui des poutres similaires antérieurement décrites, par suite du dédoublement de la semelle inférieure en deux *cordes*, et par l'addition aux fermes, dans la grande travée, d'une lisse reliant les nœuds intermédiaires et qui forme, en raison de sa continuité et de sa liaison avec la semelle inférieure, comme une seconde semelle supérieure. Nous avons exposé antérieurement (page 168) les avantages et les inconvénients de ces diverses dispositions.

La travée de 160 mètres a 24^{m},38 de hauteur, d'*axe en axe* des semelles, les deux cordes inférieures étant d'ailleurs écartées de 1^{m},90 ; l'espacement des fermes est de 9^{m},14.

Le pont est à double voie et pèse fort lourd (2,700 tonnes). Mais une seule voie fut posée lors de la mise en service, et l'on utilisa le surplus de la largeur pour y installer une passerelle pour piétons (Voir l'Atlas).

Le pont, en acier, est calculé pour les charges suivantes :

1° Surcharge vive (sur chaque voie)...	Semelles et membres du réseau primaire : 4.613 kilogrammes par mètre courant. Tablier, suspendeurs et sous-montants : 2 locomotives *consolidation* pesant chacune, tender compris, 94 tonnes, sur $14^{m},55$ d'empattement, suivies d'un train pesant 4.613 kilogrammes par mètre courant.

2° Charge morte : 4,266 kilogrammes par mètre courant.

3° Vent : 446 kilogrammes par mètre courant considérés comme charge roulante, et 669 kilogrammes comme pression statique, dont 446 kilogrammes sur la semelle supérieure et 223 kilogrammes sur la semelle inférieure.

Les fondations ne présentent aucune particularité digne de remarque.

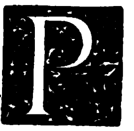
En revanche, la construction de la superstructure fut, comme dans l'exemple précédent, signalée par un de ces accidents auxquels sont toujours exposés les ponts sur l'Ohio, lorsqu'on les monte en place sur échafaudages.

Les petites travées étaient achevées, ainsi que les échafaudages destinés au montage de la grande travée ; le chariot de montage, les machines, la totalité du tablier et la majeure partie des semelles et du contreventement inférieurs étaient en place, lorsque la rivière, qui n'a guère que $1^{m},80$ de profondeur, monta à plus de 9 mètres en vingt-quatre heures. Les battages avaient été commencés dans une période de hautes eaux, et les pieux n'avaient pas été reliés aussi bas qu'il eût été désirable. L'échafaudage s'élevait de 27 mètres au-dessus des hautes eaux et supportait une plateforme de plus de 12 mètres de largeur, les voies de roulement de chariot étant situées en dehors de la poutre.

Les débris flottants entraînés par la crue s'accumulèrent sur plus d'un hectare en amont de l'échafaudage, et lorsqu'on vit que les efforts tentés pour le dégager devenaient inutiles, on enleva à la hâte les machines et les appareils de montage, et le 25 mai 1890, à

3 heures 38 m. après-midi, l'échafaudage cédait, entraînant le chariot et 300 à 400 tonnes de métal; en moins de trois minutes, il n'en restait plus trace. Un bateau à vapeur partit immédiatement à la poursuite des débris, et parvint à en faire atterrir une partie à quelques milles en aval. Mais, malgré tous les sauvetages que l'on put opérer, la perte des entrepreneurs, — l'Edge Moor Bridge Co, et Baird Brothers, tâcherons pour le montage — s'éleva à environ 125,000 francs.

C'est à l'obligeance de l'Ingénieur en Chef du Wheeling Railway Bridge Terminal Co, M. Job Abbott, que nous devons les dessins de ce pont.



ont de l'Ohio Connecting Railway; (V. A.). — Comme son nom l'indique, l'Ohio Connecting Ry a été construit dans le but de relier le Pittsburg, Virginia & Charleston R. R., du Pennsylvania system, au Pittsburg, Fort Wayne & Chicago R. R., pour permettre le transport des houilles en transit sans passer par Pittsburg.

Le pont franchit l'Ohio immédiatement à l'Ouest de Pittsburg. Il comprend 2 travées de 38m,40, en courbe de 115 mètres de rayon, une travée de 126m,87 sur le bras sud, 11 travées de 53m,20 sur Brunot's Island; puis, sur le bras nord, une grande travée marinière de 160m,02 et une travée de 42m,67. Au delà se trouvent 297m,17 de viaduc métallique et deux travées de 54m,86 et 46m,33.

Les fondations n'ont présenté aucune difficulté. Les 4 piles principales sont fondées sur le roc, à l'air comprimé, à une profondeur qui ne dépasse pas 12 mètres; les caissons sont du type ancien. Les autres piles furent fondées à l'air libre, sur le gravier. Les piles sont en maçonnerie de grès. L'infrastructure a été exécutée par MM. Drake, Stratton et Co., de Pittsburg. La superstructure du pont proprement dit a été construite par la Keystone Bridge Co., sur les dessins et sous la direction de son habile Ingénieur en Chef, M. C. L. Strobel; le viaduc d'approche, par M. C. J. Schultz.

L'intérêt de ce grand ouvrage réside dans la partie de l'entre-

prise exécutée par la Keystone Bridge Co. Nous avons déjà signalé les avantages de la plupart des dispositions adoptées par M. Strobel : le dessin des petites travées (fig. 238), l'inclinaison et la hauteur des cadres extrêmes des grandes travées (p. 177, 322), l'absence d'entretoises auxiliaires, due à la construction des montants (p. 251), les dispositions du tablier et l'attache du contreventement au centre des chevilles (p. 289).

Les piles ont été construites pour un pont à double voie, mais la superstructure est à simple voie : on a jugé qu'il serait plus économique de doubler les petites travées et de remplacer les grandes, le jour où le doublement des voies deviendrait nécessaire.

Les grandes travées mesurent respectivement, de centre en centre des œils extrêmes $159^m,41$ et $125^m,88$, avec $19^m,21$ et $18^m,29$ de hauteur, et $7^m,62$ et $7^m,01$ entre fermes. Les travées de $58^m,20$ ont $9^m,14$ de haut et $4^m,57$ de large. Pour simplifier la construction et pour éviter la solution peu gracieuse, mais fréquente en Amérique, qui consiste à relever l'extrémité des travées à voie supérieure sur les appuis des travées à voie intérieure, M. Strobel a logé, en ces points spéciaux, les appuis des petites travées dans des niches ménagées, à cet effet, dans les piles principales (fig. 238 et Atlas).

Les longerons forment une file continue, disposition discutable[1]. Mais les rivets des attaches ne peuvent travailler à la tension, les semelles supérieures des longerons successifs étant réunies entre elles à l'aide de fortes éclisses traversant l'âme des pièces de pont, dans des mortaises pratiquées à cet effet.

A l'exception de quelques organes de faibles dimensions, le pont est tout entier en acier Bessemer, fait par Carnegie, Phipps et Co. Ld., ayant une résistance à la rupture de $43^k,4$ à 49 kilogrammes, avec une limite d'élasticité d'au moins $24^k,5$, un allongement de 20 °/₀ et une striction de 45 °/₀. Les trous de rivets sont fraisés.

La surcharge type se compose, pour les petites travées de 2 machines pesant chacune $107^T,3$ suivies par un train pesant 6.000 kilogrammes par mètre courant, et, pour les grandes, de deux ma-

1. — Voir page 169.

chines pesant chacune $92^{t},3$, suivies par un train pesant 4.500 kilogrammes. La raison de cette différence est que l'on pense, comme nous l'avons dit plus haut, devoir remplacer dans peu d'années les grandes travées, tandis que les petites doivent être à même de supporter l'accroissement à venir du poids du matériel roulant.

La travée marinière de $159^{m},41$ fut montée sur un échafaudage établi contre la rive, et parallèlement à celle-ci, et mise en place par flottage, suivant le procédé employé antérieurement pour diverses travées, dont aucune, cependant, n'atteignait une aussi grande portée. Une semblable méthode n'eût pas été applicable sur l'Ohio, en raison de la soudaineté des crues auxquelles cette rivière est exposée, si le pont ne se trouvait situé un peu en amont du barrage de Davis Island, qui assure au bief, avec l'absence à peu près complète de tout courant, un niveau à la fois constant et suffisant, pendant les périodes d'étiage.

Les échafaudages comprenaient une estacade fixe (V. A. et chap. X) de 21 palées, supportant un trestle, sur lequel était montée la travée. Le montage terminé, on choisit une période de beau temps pour effectuer le transport. On se servit, dans ce but, de 9 barges du type communément affecté, sur l'Ohio, au transport des houilles, et mesurant $39^{m},62 \times 7^{m},93 \times 2^{m},44$. Ces barges, munies de charpentes appropriées pour bien répartir la charge sur leur coque, furent amenées, lestées d'eau, entre les palées. En les épuisant simultanément, on souleva la travée avec l'échafaudage qui la supportait; et, après avoir solidement relié les barges entre elles, on l'amena entre les piles à l'aide de câbles mus par des treuils à vapeur. Le lendemain, en laissant rentrer l'eau dans les barges, on déposa la travée sur ses appuis, en la guidant à l'aide de barres insérées dans les trous des boulons d'ancrage. Le poids de la travée était de 915 tonnes. La charge totale des barges, échafaudages compris, était d'environ 2,000 tonnes, et la masse flottante s'élevait à $42^{m},67$ au dessus de l'eau. L'opération, bien que conduite avec la plus grande prudence, n'avait demandé que onze heures de travail.

L'échafaudage flottant fut ensuite enlevé, et, dûment raccourci,

amené entre les piles de la travée de 136^m,87, où il fut déposé sur un battage préalablement établi, et servit au montage en place de cette travée.

Le choix judicieux et le succès complet du procédé de montage de ce pont font le plus grand honneur à M. C. L. Strobel et à la Keystone Bridge Co, à qui nous devons les dessins; car c'est précisément pendant l'exécution de ces travaux, que se produisit la crue de l'Ohio qui emporta l'échafaudage du pont de Wheeling.



ont des Marchands de Saint-Louis; (V.A.). — Ce pont (fig. 472), ainsi que son nom l'indique, a été construit par un syndicat formé par les Marchands de Saint-Louis, dans le but d'échapper au tarif onéreux du transit,

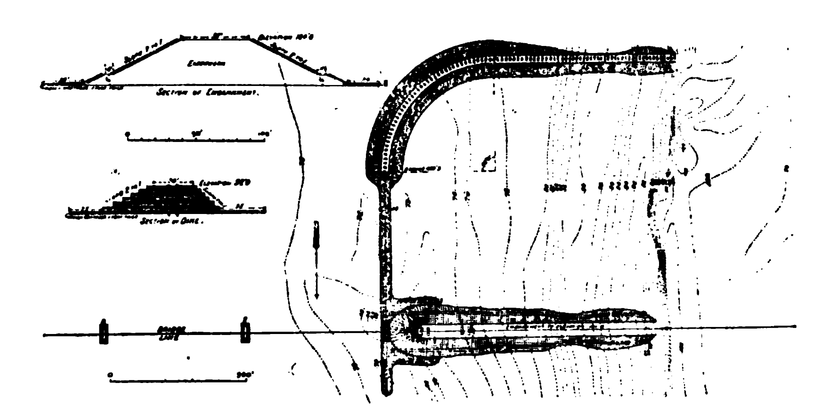


Fig. 517. — Pont des Marchands. — Coupes et Plan des digues.

par voie ferrée, sur l'ancien pont en arc construit par Eads. Les charges imposées, de ce chef, aux marchandises étaient si considérables qu'en 1888 la majeure partie en avait été transportée, d'une rive à l'autre du Mississipi, soit par eau, soit par camionnage. Le pont des Marchands est le plus beau modèle de pont à travées indépendantes, construit jusqu'à ce jour, en Amérique. Il est l'œuvre de M. George S. Morison, qui s'était adjoint, comme co-Ingénieur en Chef, pendant les années 1887-89, M. E. L. Corthell. M. Morison, avec le titre d'Ingénieur-Conseil, s'est réservé le des-

sin et la construction de la superstructure; M. Corthell, comme Ingénieur en Chef, eut la direction des travaux sur le chantier.

Le nouveau pont franchit le Mississipi à 4 kilomètres en amont de l'ancien. Il est à double voie et ne comporte pas de voie charretière; néanmoins, en vue de le rendre utilisable pour les voitures, on a créé pour celles-ci un service de transfert sur trucs, le chargement se faisant à l'aide de plateformes élevées spéciales, établies sur chaque rive. Le pont se compose de trois travées marinières Pettit dont une de 159^{m},53 et deux de 158^{m},92, auxquelles donnent accès, de chaque côté, deux viaducs comprenant chacun, comme à Rulo, trois travées Pratt de 38^{m},10, supportées par des tours de 7^{m},62. La hauteur libre sous la travée centrale est de 16 mètres.

Le fleuve est réduit à 480 mètres de largeur par une digue massive en terre recouverte d'un *matelas*, sur laquelle est établie le viaduc de l'Est, et qui est protégée elle-même par une digue parallèle, en fascines et enrochements (fig. 517), établie à 300 mètres en amont.

Contrairement aux conditions rencontrées à l'ancien pont, le roc est presque de niveau, et les quatre piles y furent descendues, à l'air comprimé, à une profondeur moyenne de 14^{m},02 au-dessous des basses eaux.

Les fondations ne furent contrariées que par les crues.

Les caissons I et IV mesurent 7^{m},93 sur 21^{m},34; les caissons II et III, 8^{m},53 sur 21^{m},34; les uns et les autres ont 5^{m},18 de haut. Les caissons sont en pitchpin et ont deux bordés croisés en chêne. Les caissons I et IV sont surmontés de cribs de 6 et 8^{m},23 de hauteur, également en pitchpin, mais recouverts d'un seul bordé de chêne. Le béton qui recouvre le plafond des caissons et qui remplit les parties supérieures des cribs et la partie inférieure des chambres à air, est constitué de 1 volume de Portland pour 3 volumes de sable, dans lequel sont damées de grosses pierres. Le reste du remplissage est fait avec du béton composé de 2 volumes de sable pour 1 volume de ciment de Louisville, avec une proportion de pierre cassée ne dépassant pas 40 °/₀ du volume total. Le roc de fondation était nivelé ou taillé en gradins, dès que des fe-

rages d'au moins 1^{m},50, et au nombre d'au moins 2 par caisson, en avaient montré la résistance.

Les maçonneries inférieures sont en calcaire jusqu'à 0^{m},90 au-dessous des basses eaux; au-dessus, elles sont en granit. En parement, les mortiers sont au ciment Portland; les remplissages sont faits avec des ciments américains. La proportion est, dans tous les cas, de 2 volumes de ciment pour 1 volume de sable. Les viaducs latéraux sont fondés sur cylindres.

Les approches comportent un viaduc métallique de 122 mètres, plusieurs travées de faible portée et plus de 1,200 mètres de trestle.

Le pont est tout entier en acier, à l'exception de quelques or-

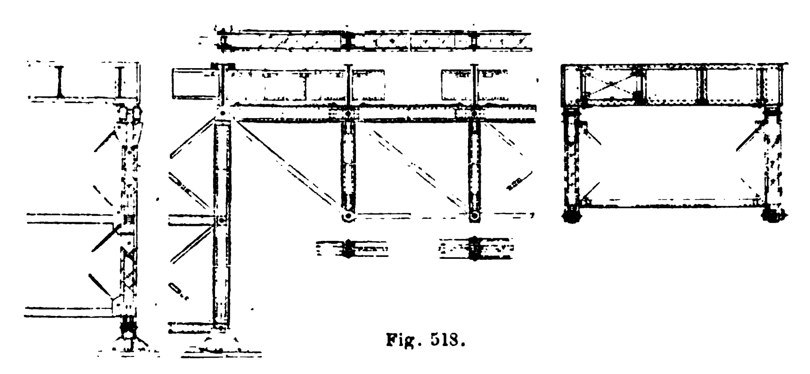


Fig. 518.

Pont des Marchands. — Viaducs d'accès.

ganes fondus, tels que les manchons, et nous avons, à maintes reprises, cité les nombreuses particularités intéressantes du dessin des fermes.

La fig. 518 représente une tour et une travée des viaducs d'accès. La dilatation des diverses travées de ces viaducs est assurée, d'une part, à l'aide de chariots portés par les piles I et IV et, de l'autre, par l'oscillation des cadres, — laissés, dans ce but, indépendants, — d'une des tours. Nous regrettons de ne pouvoir reproduire en entier le cahier des charges de M. George S. Morison, qui est un modèle du genre, aussi bien pour l'infrastructure que pour la superstructure.

En ce qui concerne cette dernière, les conditions chimiques imposées à l'acier diffèrent peu de celles stipulées ailleurs (p. 380); le phosphore est limité à 1/1,000, en général, et à 4/10,000 dans le cas d'acier Bessemer. La résistance limite des spécimens de métal non recuit devait être comprise entre $44^k,1$ et 49 kilog., avec une limite d'élasticité au moins égale à $26^k,6$, un allongement d'au moins 22 °/₀ et une striction d'au moins 45 °/₀; la barre devait d'ailleurs, suivant l'usage, supporter sans altération l'épreuve à froid de ploiement au contact.

Toute pièce d'acier coupée à la cisaille devait être ensuite planée. Les chevilles de plus de $0^m,10$ de diamètre devaient avoir l'âme forée. Pour la construction des membres rivés, les pièces constituantes devaient être assemblées ensemble, puis les trous de rivets forés et les rivets posés sans que les pièces eussent été désassemblées dans l'intervalle. Les entrées des trous étaient fraisées pour raccorder les têtes aux corps par des congés. Tout trou poinçonné devait être fraisé avec une fraise d'un diamètre supérieur d'au moins $3^{mm},2$. Les trous de rivets à poser sur le chantier étaient forés en faisant usage de massifs gabarits en métal. Les rivures du tablier sont particulièrement robustes: les rivets reliant les pièces de pont aux montants ont $25^{mm},4$ de diamètre.

Enfin une série complète d'épreuves était prescrite pour les barres à œils, 20 barres prises dans la fourniture devant être soumises aux essais.

Le montage se fit sur échafaudages (fig. 519).

Les travaux avaient commencé en février 1889 et le pont était achevé le 28 février 1890, trois mois avant l'époque fixée par le cahier des charges.

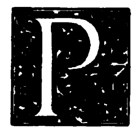
Néanmoins, certaines parties des accès, qui dépendaient d'autres entreprises, n'étaient point encore terminées et le pont ne fut inauguré que le 3 mai 1890.

Ce magnifique ouvrage fait le plus grand honneur à son auteur, M. George S. Morison, ainsi qu'aux ingénieurs qui en ont dirigé l'exécution, M. E. L. Corthell, Ingénieur en Chef, et M. H. W. Parkhurst, Ingénieur Résident.

Le travail fut d'ailleurs confié à des entrepreneurs célèbres pour

leur habileté et leur soin, l'Union Bridge Co, avec Anderson & Barr comme tâcherons pour l'infrastructure.

Les voies ferrées traversent la ville de Saint-Louis sur un viaduc métallique; cette partie de la ligne faisait l'objet d'une entreprise séparée, confiée à la Phœnix Bridge Co.

**ont Winner**; (**V. A.**). — Ce pont franchit le Missouri à un kilomètre en amont du vieux pont du Hannibal & St-Joseph R. R., qui donnait seul antérieurement passage à toutes les lignes aboutissant à Kansas City.

Il comprend 4 travées Pettit, à semelles courbes, de $130^{m},45$,

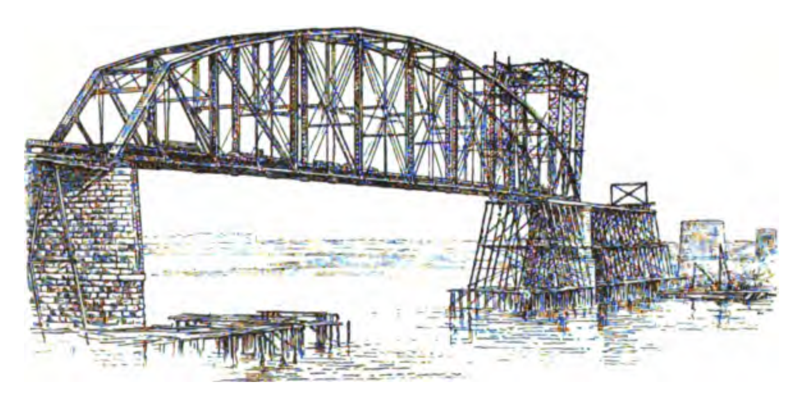


Fig. 519. — Pont des Marchands. — Montage (d'après l'Engineering News)

deux de $86^{m},25$ et une de $45^{m},72$; il dégage $18^{m},29$ au-dessus des hautes eaux, qui atteignent $7^{m},93$ au-dessus de l'étiage.

Cinq piles, sur sept, sont fondées à l'air comprimé. La plus grande profondeur, atteinte par la pile de l'Ouest, est de $26^{m},60$ au-dessous des hautes eaux; trois autres piles descendent presque aussi bas.

Les fondations, exécutées d'après les méthodes ordinaires, à l'aide de caissons surmontés de cribs, ont été menées très rapidement, trois caissons étant foncés à la fois. Bien qu'on ait dû traverser une couche de blocs roulés d'une épaisseur variant de $1^{m},50$ à 3 mètres et que la profondeur du fonçage en terrain solide variât de $13^{m},50$ à 24 mètres, elles n'ont demandé que huit mois.

La partie inférieure des piles jusqu'au-dessus du niveau des glaces est en calcaire cristallin Phœnix, analogue à celui connu dans le Nord de la France sous le nom de « petit granit ».

Le principal intérêt que présente la superstructure réside dans la séparation — déjà signalée p. 146-8 — des contre-tirants et des sous-tirants et dans le mode d'attache du tablier. L'ingénieur en chef, M. Frank D. Moore, a voulu, d'autre part, éviter à la fois de donner aux montants extrêmes une trop faible inclinaison sur la verticale, — ce qui oblige à transformer les premiers éléments de la semelle étendue en membres de compression, — et de leur donner trop peu de hauteur, — ce qui expose les poutres aux inconvénients propres aux bow-strings. Il est à regretter, néanmoins, que la réalisation de cette dernière condition nuise à l'élégance du dessin.

Le pont est tout entier en acier dont la limite de résistance varie de 42 à 44^{k},8. Le poids total de la superstructure est de 3,850,500 kilogrammes.

Les fondations de ce pont furent exécutées par la Henry L. Hopkins Bridge Co, de Kansas City; la superstructure par la Keystone Iron Co (maintenant Carnegie Steel Co Ld).

M. Frank D. Moore avait sous ses ordres, comme Ingénieur Assistant en Chef, M. Wm. F. Waag.


Le caisson du pont de Quindaro, également sur le Missouri, dont nous donnons les dessins dans l'Atlas, est un modèle parachevé du type adopté pour le fonçage des dernières piles du Winner Bridge; et son auteur, M. Frank D. Moore, vante l'économie et la résistance de la charpente, en même temps que la commodité des dispositions adoptées pour les sas, cheminées, etc., spécialement appropriées aux fondations dans cette partie du Missouri. On y rencontre, en effet, des terrains très variables, avec une couche de gros blocs roulés atteignant souvent 3 mètres. Ces blocs sont, dans ce système, déposés dans le sas, qui se trouve l'intérieur du caisson, puis, extraits à l'aide de treuils par la cheminée du personnel, qui mesure 0^{m},90, et dont la partie inférieure est refermée, pendant chaque opération.

Les autres déblais sont extraits à la pompe à sable, tant que la pression atteinte n'est pas assez grande pour permettre le siphonnement; quand l'enfoncement devient suffisant, ils sont extraits par siphonnement sec, ou à entraînement d'eau, suivant le volume des fragments.

Toutes les portes sont équilibrées par des contrepoids, les tubes d'air comprimé sont abondamment munis de clapets, etc. Il est à remarquer d'ailleurs que le placement du sas à la base de la cheminée ne présente pas, dans ces caissons, les mêmes dangers que dans les caissons du type ancien, où les descentes exigent la diminution de la pression.

Il n'est néanmoins pas possible de considérer comme prudentes de semblables dispositions, qui ôtent aux ouvriers, pendant de longues périodes, toute chance de s'échapper en cas d'accident.

**ont de Ceredo; (V. A.).** — Le pont de Ceredo, W. Va., sur l'Ohio, diffère peu, comme dessin général, du pont de Wheeling.

Il comprend une travée centrale de 158^{m},81 flanquée, de chaque côté, de deux travées de 92^{m},66 : une poutre pleine de 18^{m},29 et un viaduc comprenant 70 travées égales, à âme pleine et voie supérieure, de 9^{m},33, y donnent accès. De centre en centre des œils extrêmes, les portées des poutres Pettit sont de 157^{m},89 et 90^{m},83, avec des hauteurs respectives de 25^{m},91 et 18^{m},29, et une largeur de 10^{m},36 entre les plans des fermes, bien que le pont ne soit qu'à simple voie : on a prévu, en effet, le doublement éventuel des voies par l'addition intermédiaire d'une troisième ferme.

Le fond de la rivière est rocheux et les fondations, faites à l'aide de bâtardeaux, à une profondeur qui ne dépasse pas un mètre au-dessous des basses eaux, n'ont présenté aucun intérêt. Le pont laisse une hauteur libre de 30 mètres au-dessus des basses eaux et de 12 mètres au-dessus des crues.

Les fermes ont, comme à Wheeling, la *double-corde*, mais elles n'ont point la lisse continue dont nous avons signalé les inconvénients (p. 168). Elles sont en acier.

L'infrastructure, sauf les fondations, faites en régie, sous la

direction des ingénieurs du Norfolk & Western R. R., à qui appartient le pont, fut exécutée par M. F. W. Patterson, de Pittsburg, Pa; la superstructure, par l'Edge Moor Bridge Co, sur ses propres dessins.

M. W. A. Doane était Ingénieur en Chef, et M. T. Kennard Thomson, Ingénieur des ponts du N. & W. R. R.



ont de Sioux City; (V. A.). — Ce pont, sur le Missouri, a été construit, en 1890, par la Phœnix Bridge Co, sur les dessins de M. J. A. L. Waddell, pour la Pacific Short Line. Il porte une voie ferrée, deux voies charretières et deux passerelles.

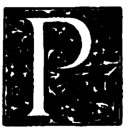
Il a une longueur totale de $651^m,38$ et comprend, à partir du centre, deux travées fixes de $152^m,40$, deux travées tournantes de $143^m,25$ et deux poutres pleines de $27^m,43$, disposées symétriquement de part et d'autre.

Le rocher se trouve à une profondeur variant entre 22^m86 et 32 mètres. Les deux piles les plus profondes ont été fondées par dragages, à l'aide de caissons ouverts en métal. L'une, qui supporte la travée tournante de la rive du Nebraska, a une section circulaire et comporte 4 puits circulaires s'évasant, à la base, comme dans les caissons du pont de Hawkesbury. L'autre a une section rectangulaire, à extrémités demi-circulaires, et comporte 5 puits. Le parement de ces caissons n'a aucun fruit.

Les autres piles sont fondées, comme d'habitude, à l'air comprimé, à l'aide de caissons en charpente, à l'exception des petites piles extrêmes qui sont composées de deux cylindres jumelés, foncés par dragages, puis munis, à l'intérieur, d'un battage, recépé et noyé dans un remplissage en béton.

Les piles sont en béton jusqu'à $0^m,30$ au-dessous de l'étiage. Au-dessus, elles ont un noyau en béton et une enveloppe en maçonnerie de calcaire.

La Phœnix Bridge Co avait recédé les fondations à Sooy Smith & Co.

**ont de la Sixième Rue.** — Ce pont-route, sur l'Allegheny (fig. 232, 321), donne passage à la plus importante des voies qui relient Pittsburg à Allegheny. Comme tous les autres ponts, situés dans cette ville, sur l'Allegheny ou la Monongahela, il est à péage et appartient à une Compagnie privée.

Depuis 1819, il existait, en ce point, un pont en charpente ; celui-ci avait été remplacé en 1858-59 par un pont suspendu, construit par W. Rœbling; mais cet ouvrage n'avait que 12 mètres de largeur, dont 6^{m},10 seulement de chaussée. Un semblable débouché était devenu insuffisant pour desservir la circulation toujours croissante entre les deux cités, à laquelle il imposait, d'ailleurs, des limites gênantes de vitesse et de chargement.

Afin d'affranchir la circulation de ces entraves, la Compagnie chargea, en 1891, M. Théodore Cooper de faire les études nécessaires pour le remplacement du pont suspendu.

Le nouveau pont se compose de deux travées de 135^{m},63, qui supportent une voie charretière de 12^{m},20, et de deux trottoirs mesurant chacun 3^{m},05 de largeur. Il occupe la place de l'ancien, sauf une légère déviation ayant pour but de le placer exactement dans l'axe des voies qu'il dessert : il en résulta des difficultés spéciales, par suite de la nécessité de ne point interrompre la circulation.

La construction fut mise au concours, sur un cahier de charges préparé par M. Théodore Cooper. Chaque concurrent avait toute latitude pour le choix du dessin; il était toutefois spécifié que l'économie ne devait pas en exclure l'élégance. Ce fut le projet de l'Union Bridge Co qui fut classé premier, et accepté.

Les poutres sont des bow-strings de système Pettit; elles mesurent 133^{m},87 d'axe en axe des chevilles extrêmes, 24^{m},08 de hauteur et 13^{m},56 entre fermes. Les trottoirs sont en encorbellement de 3^{m},40.

La chaussée a, sur l'ensemble des deux travées, un profil en long parabolique.

Le tablier est suspendu; les longerons ont une forme en ventre

de poisson. Deux d'entre eux sont rapprochés pour permettre, s'il y a lieu, l'installation d'un câble de tramway. Le tablier — chaussée et trottoirs — est entièrement formé de tôles embouties rivées aux longerons.

Toutes les eaux sont réunies dans des gouttières en fonte faisant partie des bordures de trottoirs, qui sont divisés en segments de faible longueur, afin d'en permettre le facile remplacement. Ces gouttières laissent échapper l'eau au milieu de chaque panneau. Des trous d'homme, pour la neige, sont également ménagés de distance en distance.

Deux voies de tramways occupent le milieu de la chaussée; les rails sont supportés par des coussinets rivés à la tôle emboutie.

Les trottoirs sont en asphalte de Seyssel, posé sur une couche de bitume.

Les tôles de la chaussée sont recouvertes d'une chape en béton, de $0^m,20$ d'épaisseur sur les bords, qui atteint le double sur l'axe, et supporte un pavage en bois.

Les pavés sont en chêne blanc, de $0^m,127$ de hauteur, $0^m,088$ de large et $0^m,20$ à $0^m,25$ de long. Les files laissent entre elles des joints de $0^m,01$: chaque pavé porte, à cet effet, sur une de ses faces, deux *clous d'espacement (spacing nails)*. Tous les joints ou espaces vides sont remplis d'un coulis de ciment. Un bourrelet de $0^m,05$ d'argile, interposé entre la gouttière et le pavage, permet la dilatation de celui-ci.

La partie décorative, — balustrade, lampadaires, etc., — fut exécutée par les Jackson Architectural Works, sur les dessins de M. Théodore Cooper.

Afin de réduire les risques du travail et pour ne point gêner la navigation, le montage fut effectué pendant les basses eaux de 1892. On put alors établir simultanément les échafaudages des deux travées, en se contentant de laisser un passage de $18^m,28$ pour la navigation. Cette circonstance permit à MM. Baird Frères, entrepreneurs du montage, de soulever tout le tablier de l'ancien pont d'une quantité suffisante pour pouvoir construire entièrement, au-dessous, le tablier du nouveau. Le chariot de montage fut alors dressé; il servit d'abord à l'enlèvement des câbles, puis

à l'érection des fermes nouvelles. La circulation des piétons fut détournée sur la passerelle; et la Compagnie propriétaire, pour éviter toute responsabilité, décida d'elle-même de supprimer la circulation des voitures. Les tramways, qui sont mus électriquement par fils aériens et navettes (*trolleys*), continuèrent néanmoins leur service, qui ne fut interrompu que pendant *une heure vingt minutes*, pour le changement des voies.

Le tablier est proportionné pour une surcharge vive de 448^k p. m. q., additionnée d'une surcharge de 30 tonnes répartie sur deux essieux espacés de $3^m,05$; les fermes, pour une surcharge vive de 390^k p. m. q. uniformément répartie sur toute la surface du tablier. En outre du poids mort de la partie métallique, les trottoirs sont évalués à 195^k p. m. q. et la chaussée à 634^k p. m. q. (ce dernier chiffre, en prévision de la substitution possible d'un pavage en pierre au pavage en bois).

Le pont est en acier; celui-ci satisfait au cahier des charges pour Ponts-Routes de M. Cooper. (Voir chap. X).

Le poids total de métal de chaque travée est de 1,500,470 kilogrammes. Le poids de la chaussée actuelle est de 817,200 kilogrammes. La dépense totale s'est élevée à environ 2,800,000 francs ($ 560,000).

Les travaux furent exécutés sous la surveillance de M. W. G. Wilkins, Ingénieur Résident.

**ont de Louisville et Jeffersonville.** — Ce pont, sur l'Ohio, comprend les trois plus grandes poutres libres qui existent au monde. Mais il est moins célèbre encore pour la grandeur de ses proportions que pour sa malheureuse histoire; car il n'est peut-être pas un ouvrage dont la construction ait été plus contrariée, ni signalée par d'aussi terribles accidents.

Une première Compagnie avait été créée dès 1879, dans le but de construire un pont entre Louisville, Ky. et Jeffersonille, Ind. Mais ce ne fut qu'en 1888 que la Société actuelle fut définitivement constituée; et en octobre 1889, le *Secrétaire d'Etat à la Guerre* donna son approbation aux plans, dont l'exécution fut confiée, pour l'in-

frastructure, à Sooysmith & Co, et, pour la superstructure, à la Phœnix Bridge Co.

Le pont est à simple voie et comprend six travées, mesurant, d'axe en axe des piles, 64^{m},01, 167^{m},64, 168^{m},55, 167^{m},64, 103^{m},93 et 103^{m},93. Avec les viaducs d'accès, longs de 1,241^{m},45 (Indiana) et de 835^{m},19 (Kentucky), la longueur totale de l'ouvrage est de 2,851^{m},75.

Les fermes des trois travées marinières mesurent 166^{m},57 entre chevilles. Elles ont 25^{m},60 de haut et 9^{m},14 d'écartement.

La travée centrale du pont de Cincinnati et Covington, construite antérieurement par la même Compagnie, et dont le dessin est d'ailleurs presque identique, est la seule poutre libre existante qui approche de ces dimensions.

L'infrastructure comprend 7 piles, dont 3 sont des cylindres oblongs en métal, remplis de béton; les 4 autres, en maçonnerie, sont fondées à l'air comprimé.

Un premier accident se produisit en janvier 1890, pendant le fonçage du caisson 5. Par suite d'une brusque rentrée d'eau, survenue pendant une descente, 18 hommes furent surpris dans le caisson; 4 seulement réussirent à s'échapper. Les causes *occasionnelles* de cet accident ne furent jamais bien connues. La nature du fond, composé de sable mobile, peut y avoir contribué; mais l'emploi de caissons du *type ancien*, qui nécessitent, pour effectuer les descentes, la suppression plus ou moins complète de la pression, en est la cause *primordiale*.

Le 14 mai 1890, nouvel accident : le caisson 4 avait été amené à flot entre ses guides, et l'on montait le crib en le remplissant, au fur et à mesure, de béton, quand une crue, accompagnée d'un violent courant, vint à se produire. Le caisson, ne reposant pas encore sur le fond, se retourna, brisant les amarres et les pieux qui le maintenaient, et 7 hommes, sur 15, périrent.

Cet accident, encore, doit être attribué à l'instabilité due à l'énorme massse des charpentes dans les caissons du *type ancien*. Le caisson proprement dit mesurait en effet 15^{m},24×7^{m},62 de base et 7^{m},32 de haut, et, au moment de l'accident, le niveau de l'eau était d'environ 0^{m},60 au-dessus du toit. Les charpentes mas-

sives du caisson, qui exerçaient une poussée considérable, étaient *entièrement submergées*, et il ne restait *au-dessus de l'eau* que le crib, renfermant une surcharge de béton de 4 mètres de hauteur, et dont la densité moyenne était par suite *très supérieure à celle de l'eau*. Les pieux et les amarres s'opposaient donc *seuls* au renversement, et leur rupture devait fatalement amener l'accident.

Néanmoins, au commencement de 1891, l'infrastructure était terminée ainsi qu'une travée de 64 mètres (travée 1); mais, par suite de difficultés financières, les travaux furent interrompus jusqu'en 1893.

Fig. 520. — Pont de Louisville et Jeffersonville. Vue de la travée n° 4 et des échafaudages de la travée n° 3, quelques jours avant l'accident (d'après l'Engineering News).

Le 14 décembre 1893, les petites travées étaient achevées; des grandes, la travée n° 4 était montée et débarrassée de ses échafaudages; la travée n° 3 était en voie de montage, — 16 panneaux sur 20 étant en place, — quand une tempête s'éleva. L'échafaudage donnant des signes de faiblesse, on voulut déplacer le chariot de montage pour consolider le contreventement. Mais, pendant cette manœuvre, ce chariot, haut de 30 mètres et pesant 100 tonnes, n'étant plus maintenu par ses haubans, fléchit sous une rafale, écrasant sous son poids l'échafaudage, qui s'effondra intantané-

ment, en entraînant tous les hommes occupés au montage, dont 21 furent noyés ou tués par la chute des charpentes.

Ici encore les charpentes, bien qu'en pitchpin de bonne qualité, étaient légères et presque dépourvues de contreventement longitudinal : un semblable contreventement eût localisé l'accident.

Mais l'événement le plus invraisemblable fut la chute de la travée n° 4 (fig. 520), qui se produisit quelques heures après, alors que les entrepreneurs étaient loin d'y songer. L'enquête montra que la vitesse du vent n'avait pas dépassé 64 kilomètres; la travée était complètement montée; le tablier était entièrement posé et rivé. Les semelles, les montants, les contreventements supérieur et transversal étaient assemblés à l'aide de boulons posés dans une grande partie des trous de rivets; avec les rails et les traverses, la travée pesait près de 100 tonnes et ne pouvait être soulevée par un tel vent. Mais on s'aperçut que le contreventement inférieur *manquait sur la longueur de deux panneaux,* au voisinage immédiat de l'extrémité fixe, et qu'en certains points, plus de la moitié des trous de rivets étaient dépourvus de boulons. Dès lors, cette immense travée, — où tous les organes manquaient de la rigidité que leur eût donnée la pose des rivets, et où les montants extrêmes, voisins de l'appui fixe, devaient seuls, par suite de la lacune du contreventement inférieur, résister à l'effort du vent, — dut prendre une flèche horizontale importante. Alors, en raison de sa grande hauteur, un moment de renversement considérable, dû au poids même des fermes (voir page 215), s'ajouta à l'effort du vent, et ni les montants extrêmes, mal assemblés *en leur milieu*, au-dessous du portail, à l'aide d'éclisses imparfaitement boulonnées, ni les contreventement latéral et transversal, munis d'attaches provisoires insuffisantes, ni enfin les boulons d'ancrage ne pouvaient résister à un tel ensemble de causes de destruction.

Indépendamment des responsabilités résultant des accidents de personnes, la perte matérielle subie par la Compagnie de construction dépassa 750.000 francs.

Le pont de Louisville et Jeffersonville est en acier. Il est construit d'après un cahier de charges identique à celui du pont de

Cincinnati et Covington (p. 313-15), sauf que le pont est à simple voie et ne porte pas de voie charretière, et que le train type qui suit les deux locomotives *consolidation* pèse 4,464 kilogrammes par mètre courant.

Au point de vue du dessin même des fermes, il y a lieu de noter deux particularités intéressantes : 1° la transformation en membres de compression des moitiés inférieures des tirants primaires du réseau, en vue de réduire les vibrations (voir p. 320); 2° la substitution d'un système simple, pour le contreventement, au système double de Cincinnati & Covington.

La Phœnix Bridge Co donne toujours, maintenant, la forme de systèmes simples à ses contreventements latéraux rigides; et cette disposition présente l'avantage de donner plus de masse aux organes de contreventement : elle est par suite essentiellement économique. Mais un tel contreventement n'est efficace qu'après qu'il est *rivé*, et les risques de montage sont accrus par son emploi. Le contreventement simple a donc pu contribuer pour sa part à la chute de la travée n° 4.

Les dessins de ce pont sont de M. John Sterling Deans, Ingénieur en Chef de la Phœnix Bridge Co.


ont de Bellefontaine; (V. A). — Ce pont (fig. 284-91) a été construit sur le Missouri, en 1893-94, pour le Chicago, Burlington & Quincy R. R., qui, jusqu'alors, pour arriver jusqu'à Saint-Louis, ne jouissait que d'un droit de passage, garanti par un contrat, sur le vieux pont de Saint-Charles, — propriété du Wabash R. R.

Le pont de Bellefontaine est d'ailleurs relié, par une ligne à double voie, au pont d'Alton[1] sur le Mississipi, dont il n'est éloigné que de 6 kilomètres. L'ensemble de ces deux ouvrages met donc à la disposition des Compagnies de chemins de fer aboutissant à Saint-Louis une troisième voie, destinée à faire concurrence au pont Eads et au pont des Marchands. Cette grande entre-

1. — Voir page 343.

prise a été motivée par l'accord intervenu, après la construction du pont des Marchands, entre les Compagnies propriétaires de ces deux ouvrages. L'organisation est d'ailleurs complétée par une ligne de ceinture, le Saint-Clair, Madison & Saint-Louis Belt Ry, qui coupe toutes les lignes venant de l'Est, et qui permettra, dès

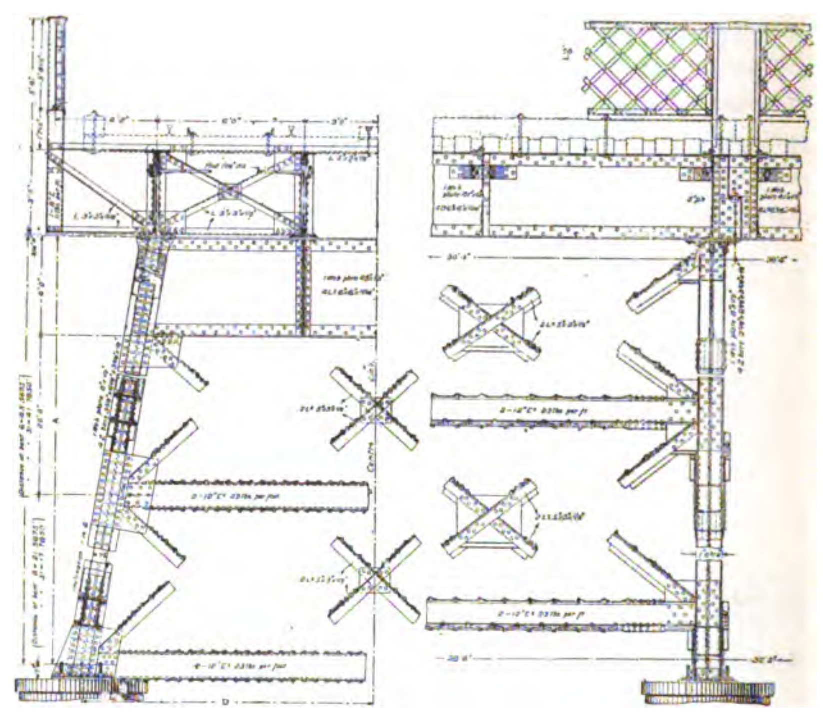


Fig. 521. — Pont de Bellefontaine. Viaduc d'accès (Rail Road Gazette).

lors, à la nouvelle Compagnie, de drainer toute la clientèle des deux ponts plus anciens.

Le pont de Bellefontaine est à double voie et comprend deux travées de 135^{m},88, encadrées entre deux autres de 135^{m},07. Au Nord, se trouve un viaduc d'accès de 259^{m},08. Les fermes ont, entre chevilles, une même longueur de 134^{m},11, avec 16^{m},76 de haut et 9^{m},14 d'écartement.

La culée Nord est au-dessus des crues. Les quatre autres piles sont fondées à l'air comprimé; la plus grande profondeur atteinte

est de 31^m,05. Trois des caissons mesurent 9^{m}14 $\times$ 21^m,34; le quatrième, 7^m,32 $\times$ 18^m,29. Les piles sont en calcaire de Bedford, avec parement de granit depuis l'étiage jusqu'au-dessus des hautes eaux : ce sont de superbes modèles du genre.

Le viaduc repose sur 54 pylones en briques, de construction analogue à ceux du pont de Rulo, supportant des tours en acier (fig. 521) *entièrement rivées.* Les tours ont 8^m,68 de long et sont séparées par des intervalles de 9^m,80. Les poutres, en tôle pleine, ont cependant toutes une même longueur de 9^m,24; celles placées sur les tours supportent ainsi, en porte-à-faux, les poutres intermédiaires, à l'aide de deux demi-chevilles de 0^m,12 de diamètre, séparées par une clé en bronze phosphoreux, qui permet-

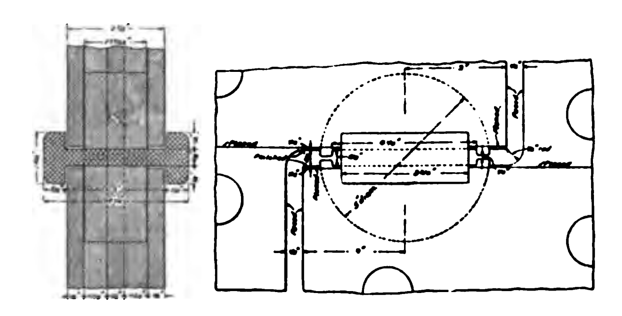


Fig. 522.
Joint des poutres du viaduc d'accès du Pont de Bellefontaine. (Rail Road Gazette).

tent à la fois la rotation et la dilatation sur les appuis (fig. 522).

La superstructure tout entière est en acier, et le cahier des charges est le même que pour le pont d'Alton (voir page 343). Chaque travée pèse, en nombre rond, 1.400 tonnes, et le viaduc 900 tonnes.

Ce pont, comme celui d'Alton, a été exécuté d'après les projets et sous la direction de M. George S. Morison. Le dessin en présente tous les perfectionnements les plus récemment introduits dans la construction américaine, et, en particulier, le dernier de tous, la suppression des contre-tirants. Dans ce but, les tirants des deux panneaux primaires situés au milieu de chaque travée sont construits comme des membres de compression. Il y a également lieu de noter la disposition du nœud central de la semelle supé-

rieure, dont la cheville ne traverse pas cette semelle. La disposition adoptée résout un des problèmes les plus difficiles de la cambrure, en rendant possible la fermeture de polygones *rigides* — quadrilatère muni de ses deux diagonales, triangle muni d'une hauteur ou d'une médiane, — dont les lignes sont altérées et ne prennent leur longueur théorique que sous les charges.

Les fondations ont été faites, sans aucun travail de nuit, en régie, sous la direction de l'Ingénieur Résident, M. L. Crosby.

Les maçonneries furent exécutées par MM. Cristie et Lowe, sous la direction de M. Geo. A. Lederle; les grandes travées, par la New Jersey Steel & Iron Co., avec William Baird comme tâcheron pour le montage; le viaduc, par A. & P. Roberts & Co.



ont sur la Delaware. — Pour achever la description des poutres Pettit, nous citerons deux derniers ponts que le Pensylvania R. R. doit faire construire prochainement.

Le premier, à double voie, sur la Delaware, comprendra trois travées fixes, mesurant respectivement, d'axe en axe des piles, $163^m,75$, $164^m,59$ et $163^m,75$, et une travée tournante de $100^m,58$. De centre en centre des chevilles extrêmes, les longueurs des poutres seront respectivement de $162^m,46$ et $98^m,44$. Les grandes travées auront $24^m,63$ de hauteur en leur milieu et $9^m,45$ entre fermes; pour la travée tournante, ces dimensions seront respectivement de $18^m,29$ et $8^m,99$. Les panneaux primaires des poutres Pettit mesureront $20^m,31$ dans les grandes travées, $16^m,25$ dans la travée tournante.

Le pont sera en acier moyen, sauf le tablier, les éclisses, les barres de treillis et les rivets, qui seront en acier doux, les conditions imposées aux échantillons d'épreuve étant les suivantes :

ACIERS	LIMITE DE RÉSISTANCE	LIMITE D'ÉLASTICITÉ	ALLONGEMENT °/°	STRICTION °/°
Acier pour chevilles ...	$43^k,4$ à 49^k, »	$23^k,1$	17	40
Acier moyen	$43^k,4$ à 49^k, »	$23^k,1$	22	44
Acier doux	35^k,» à 42^k, »	$19^k,6$	26	52

Le second, en construction, remplacera le pont actuel des lignes de Pennsylvanie à Cincinnati. Il se composera d'une travée Pettit de 155^m,45 et de 5 travées Pratt, dont 4 de 61^m,50 et une de 57 mètres, non compris les viaducs d'accès. Il comprendra une voie ferrée, une voie de tramway, une voie charretière et deux passerelles.

IV. — POUTRES PEGRAM; (V. A.)



BIEN que ces poutres présentent, au point de vue de l'économie de métal, des avantages incontestables — 6 0/0 d'économie sur la poutre Pratt, par exemple — elles n'ont été, que nous sachions, employées que par leur auteur et pour des ouvertures qui, généralement, ne dépassent pas 60 mètres.

Les poutres Pegram présentent, en effet, indépendamment de toute question de brevets, des inconvénients qu'on évite d'ordinaire dans les constructions actuelles : elles nécessitent la suspension du tablier, quand il est situé à la partie inférieure des fermes; pour en tirer le meilleur parti possible, on est conduit à donner aux montants une longueur variable; le montage en est plus difficile que celui des fermes usuelles, en raison de leur déforma-

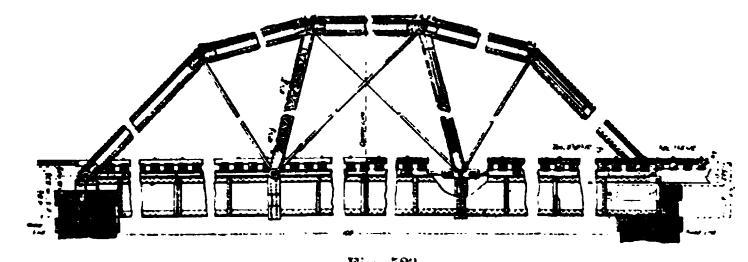


Fig. 523
Pont de Dry Wood Creek (Travée de 30^m,50). — D'après l'Engineering News.

bilité, tant qu'elles ne sont pas achevées; enfin, pour les grandes portées, on est réduit à l'alternative de les faire simples ou multiples, car elles se prêtent mal à la formation de fermes complexes.

Nous donnons (fig. 523-524) deux dessins représentant des

poutres de 30ᵐ,50 et de 61ᵐ,00 de portée, construites pour le Missouri Pacific Ry.

Les deux plus importantes applications du système se trouvent au pont de Fort Smith et à la grande halle de la magnifique gare nouvelle de Saint-Louis (Union Station), achevée en 1894.

Le pont de Fort Smith, sur l'Arkansas, construit en 1890-91

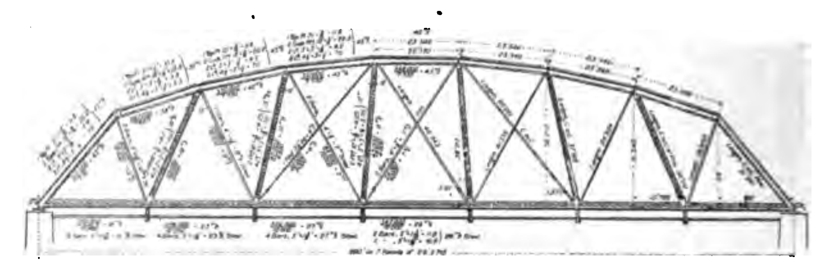


Fig. 524. — Pont sur le Marmaton River (Travée de 61ᵐ,00). — D'après l'Engineering News.

par l'Union Bridge Co, a une longueur totale de 722ᵐ,30 et comprend 12 travées Pegram, dont une tournante, de système double, qui a 112ᵐ,77 d'ouverture. Il porte à la fois une voie ferrée et une voie charretière.

La halle de Saint-Louis, qui couvre une surface de plus de 3,5 hectares, forme un arc de cercle unique, de 183ᵐ,17 de corde et 16ᵐ,46 de flèche, supporté par cinq travées de poutres Pegram (voir Deuxième Partie).

V. — POUTRES TRIANGULAIRES



Ponts anciens. — Parmi les ponts triangulaires anciens, il y a lieu de citer principalement quatre ouvrages : les ponts de Kansas-City, de Saint-Charles, de Louisville, et de Rockville.

Le premier est un pont mixte (en bois et fer) dont nous avons déjà parlé, page 197. Construit en 1867-69 par MM. O. Chanute et G. Morison, il comprend 7 travées, dont une tournante. La plus grande travée fixe mesure 73ᵐ,80. Certaines travées sont de système simple, les autres, de système double.

Le pont de Saint-Charles, construit de 1868 à 1871 par M. Shaler Smith, comprend trois travées de système triangulaire double, de 96^{m},07, et 4 travées Finck de 92^{m},72.

La semelle supérieure est en fonte; le reste est en fer. Les montants sont des colonnes renflées, en fer Keystone.

C'est pour la construction de ce pont que M. Shaler Smith fit une partie des essais cités page 230.

Le pont de Louisville, sur l'Ohio, construit de 1868 à 1870, a une longueur totale de 1.606^{m},71. Il comprend une travée tournante de système triangulaire simple de 79^{m},20 d'ouverture, 23 travées Finck de 15^{m},25 à 74^{m},88 de portée, et deux travées

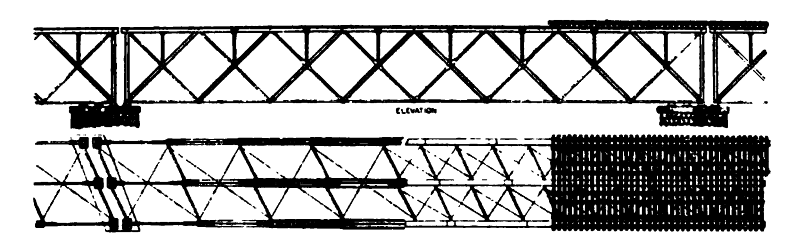


Fig. 525. — Pont de Rockville (Delaware Bridge Co).

marinières de système triangulaire complexe (fig. 78-79) de 112^{m},85 et 122 mètres de portée.

Ce pont est en fers Phœnix et barres à œils, et comprend 4 fermes, jumelées deux à deux.

Le pont de Rockville (fig. 525), également tout en fer, appartient au système triangulaire double et complexe; les travées ont 46^{m},05 et 48^{m},80 de portée.

Pour plus de détails, concernant ces ponts, nous renverrons à l'ouvrage déjà maintes fois cité de MM. Lavoinne et Pontzen.

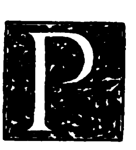
On trouve dans les ponts de construction récente d'assez nombreux exemples de poutres triangulaires.

Le pont de Henderson et de nombreux viaducs renferment des poutres simples. Les poutres doubles ne se rencontrent plus guère que rivées : le pont de Coteau en est le plus remarquable exemple.

De nombreuses variétés de poutres complexes se rencontrent dans des travées de portée moyenne : aux ponts de New-London, de Henderson, etc..., dans les viaducs de Poughkeepsie, de Saint-Paul, etc... Les poutres doubles et complexes *libres* sont peu usitées; nous citerons seulement, comme travée de quelque importance, une travée articulée de 73m,75 du pont de Kentucky et Indiana. Le New-York Central & Hudson River Rail Road en fait aussi usage dans ses ponts rivés de petite portée. Mais les seuls ponts triangulaires à travées indépendantes qui méritent une description spéciale sont les ponts de Henderson et de Coteau.

Nous citerons enfin les poutres en A de M. J. A. L. Waddell, qui donnent d'excellents résultats, pour les ponts de 30 à 45 mètres d'ouverture (fig. 526).

Nous décrirons seulement ici le pont de Henderson, mais nous reviendrons ultérieurement sur certains autres des ouvrages précités, qui ont leur place ailleurs.


Pont de Henderson; (**V. A**). — Le pont de Henderson (fig. 527), sur l'Ohio, donne passage au Louisville & Nashville R. R. et appartient à la Henderson Bridge Co [1].

Il est à simple voie et comprend treize travées, dont 5 de 36m,57, 5 de 75m,89, 2 de 76m,20 et une de 160m,00; la longueur totale du pont proprement dit est de 1123m,50. La hauteur libre sous le pont est de 31m,55 en basses eaux et de 17m,37 en hautes eaux. Toutes les travées sont du système triangulaire simple, ou simple et complexe, ce qui revient sensiblement au même.

Les approches comprennent, sur la rive d'Indiana, un trestle de près de 5 kilomètres de longueur et, sur les deux rives, des remblais qui portent la longueur totale à plus de 6.400 mètres. Neuf piles sont fondées à l'air comprimé, 4 sur pilotis, une sur un massif de béton.

Les fondations furent commencées au printemps de 1882, par

1. — Voir fig. 403-406 et 417.

MM. O'Connor et Mc. Culloch. Mais elles furent retardées par suite de modifications apportées aux projets primitifs et de fautes des entrepreneurs. En avril 1884, quatre caissons seulement étant foncés, et trois autres étant échoués sur le fond de la rivière, hors de position d'environ 1 mètre, et sous 3 mètres d'eau, la Compagnie résilia le contrat. Les entrepreneurs refusèrent néanmoins d'abandonner le chantier et entamèrent un procès. La Compagnie du chemin de fer rassembla environ 300 ouvriers, avec des contremaîtres expérimentés, et, à l'aide de cette petite armée, parvint à les expulser par la force, après un véritable siège de trois jours. On eut beaucoup de peine à relever les caissons mal placés, et les fondations furent achevées en régie. Un personnel considérable fut employé aux travaux : il y eut, à la fois, jusqu'à 900 hommes sur le chantier, dont 300 travaillant dans l'air comprimé.



Fig. 526. — Poutre en A.

Le fond de la rivière est composé d'une couche peu épaisse de schiste, qui recouvre un grès résistant. On a jugé nécessaire d'ancrer certains caissons de $2^{m},50$ dans le schiste ; cette partie du travail fut lente et pénible. 3870^{mc} de charpente et 225 tonnes de fer entrèrent dans la construction des caissons.

Les travées sont en acier fabriqué sur sole ; l'acier Bessemer n'était pas admis.

On prélevait sur chaque coulée un lingot, qui, laminé en une barre de 19 millimètres de diamètre, servait aux essais.

L'acier destiné aux membres de compression, supports, chevilles et rouleaux, devait renfermer de 0,34 à 0,42 % de carbone, avec une teneur en phosphore inférieure à 0, 1 %, et supporter l'enroulement de 180° autour de son propre diamètre. Il devait remplir les conditions suivantes : limite d'élasticité, 35^k,15 ; résistance limite, 56^k,25 ; allongement sur 200^{mm},15 %, striction 30 % ; tous ces nombres étant des minima. Il ne devait pas prendre la trempe.

Pour les membres de tension et les rivets, la teneur en carbone



Fig. 527. — Pont de Henderson.

et en phosphore devait être inférieure, respectivement, à 0,26 % et à 0,10 %. Le pliage de la barre devait être suivi du redressement, sans crique ni rupture. Les constantes spécifiques devaient avoir pour minimum de valeur : limite d'élasticité, 28^k,10 ; résistance limite 49 kilogrammes ; allongement 20 % ; striction 40 %.

Ce pont comportant la première application de l'acier à une poutre de très grande portée, on prit, pour sa construction, des précautions toutes particulières.

Non seulement les barres, mais les profilés, et même les membres de compression achevés, étaient recuits dans un four rempli d'un gaz inerte.

Des barrettes prélevées sur les profilés, avant et après le recuit, étaient essayées avec le soin le plus minutieux, indépendamment des barres achevées. Les résultats des expériences furent concluants, quant à l'excellence des procédés de manufacture et de construction. Mais on dut rejeter beaucoup du métal présenté.

Le montage de la superstructure fut mené de pair avec les maçonneries, et le pont était livré à l'exploitation le 6 août 1885.

Le prix de revient du pont s'éleva à environ $ 1.500.000, soit 7.500.000 francs. Avec les accès, la dépense totale dépassa $ 1.860.000, soit environ 9.300.000 francs.

Mais à cela s'ajouta en outre une indemnité de $ 148.633,61, soit environ 743.200 francs, que la Henderson Bridge Co fut condamnée à payer, en 1890, aux entrepreneurs évincés; ce qui porta la dépense totale à plus de 10 millions.

La superstructure, projets et exécution, est l'œuvre exclusive de la Keystone Bridge Co, à qui nous devons les dessins de ce pont. Les travaux furent exécutées sous le contrôle de M. F. W. Vaughan, Ingénieur en Chef de la Henderson Bridge Co, qui avait d'ailleurs dirigé les fondations en régie.

VI. — BOW-STRINGS



Les bow-strings remontent, en Amérique, au commencement du siècle (voir p. 33).

On en rencontre de nombreux exemples sur les routes, notamment en Pennsylvanie.

Les bow-strings les plus répandus, dont nous donnons dans l'atlas un dessin schématique, sont du type représenté par la (fig. 233). Ils appartiennent au système Pratt, et comportent dans chaque panneau deux tirants *ajustables*. On trouve, notamment sur l'Allegheny, un grand nombre de ponts de ce genre.

Mais il existe aussi des bow-strings dont la rigidité est obtenue d'une autre manière. Dans le système Mosely, — dont nous donnons un exemple dans l'atlas, — du sommet de *l'arc*, qui forme semelle supérieure, se détache un double *câble*, demi-parabolique,

qui le relie à la retombée de l'arc. Dans l'exemple cité, le câble est *rigide*, comme l'arc, et les tiges de suspension du tablier, fixées à l'arc et au câble, sont également rigides. Un tel pont n'est point une *poutre*, au sens propre du mot.

Pour les ponts de quelque importance, les bow-strings *proprement dits* ne sont pas employés.

Nous avons parlé précédemment des bow-strings *améliorés* de Winona, d'Alton, de la Sixième Rue. Pour compléter l'énumération, il nous suffira de décrire le pont à poutres Pauli de Pittsburg, qui rappelle le pont allemand de Mayence.

**ont de Smithfield Street**; **(V. A.)**. — Ce pont (fig. 228-30), sur la Monongahela, relie Central Pittsburg à South Pittsburg. Dès 1810, un pont en charpente, à poutres et arcs combinés, avait été construit en ce point, pour remplacer un bac préexistant. Le pont en charpente brûla en 1845, et fut remplacé par un pont suspendu, — le premier pont-route construit par Rœbling, qui venait d'achever avec succès son pont-canal suspendu.

Le pont de Rœbling avait des tours en fonte, reliées par un contreventement en charpente, et du sommet desquelles les câbles étaient suspendus à l'aide de barres à œils formant pendules (*pendulum bars*). Le garde-corps du pont était constitué par une poutre Howe en bois, haute de $1^m,50$. Les câbles, à fils parallèles, avaient $0^m,12$ de diamètre. Il n'y avait pas de contreventement latéral. Le pont, qui est à péage, avait un service très chargé, et, en raison de l'accroissement constant du trafic et des charges roulantes, tous les assemblages en avaient fini par jouer, et l'on décida, en 1880, de le remplacer.

On commença aussitôt la construction des piles nécessaires pour un pont suspendu, qui devait comporter deux travées de $109^m,73$, et deux de $54^m,86$.

Mais, en 1881, M. G. Lindenthal, chargé de reviser les plans, et de construire un pont rigide et susceptible d'élargissement, proposa l'emploi de deux poutres Pauli de $15^m,25$ de haut, espacées de $7^m,73$, et portant une chaussée, avec trottoirs en encorbelle-

ment. Les consoles amont des pièces de pont devaient être seulement boulonnées, pour permettre l'élargissement prévu. Les travées latérales sont des poutres en tôle pleine. M. Lindenthal donna la préférence au bow-string sur les poutres à semelles parallèles, pour des motifs d'esthétique et d'économie (cette dernière pouvant être évaluée à 9 °/₀), et aussi parce que les poutres Pauli sont peu exposées à des déformations sous l'influence des rayons solaires. Le tablier du nouveau pont est élevé de $6^m,10$ au-dessus du niveau de l'ancien pont.

Les piles ont un parement en grès, et un remplissage en béton. Le béton avait pour composition : 2 volumes de pierre cassée à l'anneau de 76 millimètres, 2 volumes de gravier lavé de moins de $0^m,05$, 2 volumes de sable de rivière, et 1 volume de ciment de Rosendale.

L'axe du nouveau pont se trouve de $2^m,43$ en aval de l'ancien ; cette condition, jointe à la différence de niveau des tabliers, permit d'exécuter les travaux sans interrompre la circulation sur l'ancien pont.

Les poutres reposent sur la pile centrale par des supports fixes, et sur les culées, par des cadres oscillants. On a néanmoins tenu compte, dans les calculs, de la flexion qui se produirait si les chevilles venaient à se rouiller. La courbe des poutres est un arc de sinussoïde : la raison en est que les panneaux étant d'égale longueur ($8^m,41$), les éléments rectilignes successifs qui forment la courbe sont d'inégale longueur et que dans la sinussoïde, l'angle de deux éléments successifs est, dans ces conditions, constant, à chaque nœud. On n'a eu besoin ainsi que d'un seul gabarit ; la différence entre des arcs de sinussoïde, de cercle ou de parabole est d'ailleurs insignifiante et les diagonales ne supportent aucun effort sous une surcharge uniforme. Le réseau est consolidé par une entretoise formant lisse d'une extrémité à l'autre. Les tirants, qui ne travaillent que pour des charges dissymétriques, sont tous composés d'une seule tringle *ajustable ;* on a donné à ces tirants une légère tension initiale, qui assure la forme des arcs.

Les deux semelles, les supports sur les piles, les tirants, les chevilles et tous les rivets sont en acier. Le reste est en fer. L'emploi

de l'acier dur, sauf pour les rivets, qui sont en acier moyen, a réalisé une économie de plus de 100.000 francs.

L'acier a les qualités ci-après : résistance limite, 72 à 81 kilogrammes ; limite d'élasticité, 35 kilogrammes à $38^k,5$; allongement (minimum) sur 200^{mm}, 12 °/₀; striction (minimum), 20 °/₀. Il devait subir, sans craquer, l'enroulement à froid de 180° autour de son propre diamètre, et le poinçonnage à froid de barres de $0^m,076 \times 0,001$, à 0,005 du bord de la barre.

Rivets et tirants : résistance limite, 49 à 56 kilogrammes; limite d'élasticité, 31 à 45 kilogrammes ; allongement (minimum), 18 °/₀ ; striction (minimum), 30 °/₀.

On comptait se servir d'acier Bessemer, mais peu d'échantillons subirent avec succès les épreuves. Dès lors, on y substitua l'acier puddlé.

Des expériences furent faites, dans le but de déterminer la proportion du fraisage nécessaire; et l'on crut pouvoir en déduire qu'il suffisait de polir à la fraise l'intérieur des trous.

Les barres furent fabriquées par le procédé Kloman.

On ne procéda à aucun recuit : il en résulta une grande dissemblance des qualités des tôles et profilés, suivant la température finale du laminage. Quand le laminage se terminait au rouge, le poinçonnage se faisait aussi doucement que dans du fer. Au contraire, quand le laminage était prolongé à une température plus basse, la résistance était accrue et le métal ne cédait qu'avec détonation (*pistol-shot*).

Il convient de remarquer que ce pont est un des premiers où l'acier ait été employé, en Amérique, dans des organes rivés ou forgés, et que la pratique laissait encore fort à désirer.

Le pont fut monté sur échafaudages, un chenal étant réservé pour la navigation, à l'aide d'une poutre Howe. Cette opération prit du milieu de septembre à la fin de décembre 1882. Le pont suspendu fut démonté ensuite.

La chaussée est pavée en gommier sur couchis en pin blanc, le tout injecté au chlorure de zinc et au tanin. Le pin injecté renferme, d'après les expériences, 789 °/₀₀ de son poids de chlorure de zinc. Les joints sont remplis de goudron, de poix, de saindoux,

de résine, de chaux et de sable, mélangés en proportions convenables pour donner un produit fluide à chaud. Le bois est en outre rendu ininflammable par un enduit à la chaux.

Les supports sont enveloppés de tours monumentales en fonte (fig. 228-30.)

La chaussée supporte deux voies de tramways.

La surcharge vive, servant au calcul des poutres Pauli, se compose de 6696 kilogrammes par mètre courant avec, en outre, un excès de 36 tonnes concentrés sur $6^m,10$ de base.

Pour les poutres pleines de moindre portée, elle s'élève jusqu'à 10.800 kilogrammes.

Les efforts limites sont, pour le fer, dans le tablier, $5^k,6$ à la compression, et $6^k,3$ à la tension; pour l'acier, $6^k,8$ à $9^k,16$ à la compression, et $10^k,5$ à la tension.

La superstructure renferme :

Fer.	969^T
Acier.	400^T
Fonte.	178^T

La dépense totale s'est élevée à environ 2.300.000 francs ($ 460.000).

La démolition de l'ancien pont suspendu révéla qu'il avait, depuis longtemps, dépassé la limite d'usage. On y constata, en particulier, sur les piles, la flexion des chevilles, dont nous avons déjà parlé antérieurement (p. 211). Certaines chevilles présentaient même des amorces de ruptures, causées par des pailles.

VII. — POUTRES RIVÉES


L y a lieu de citer en première ligne, parmi les ponts rivés anciens, le pont Victoria construit il y a une cinquantaine d'années sur le Saint-Laurent, à Montréal, par Stephenson (voir page 474).

Ce pont a dû subir, il y a quelques années, une modification importante. Les gaz sulfureux du foyer et la vapeur provenant de

l'échappement des machines manquaient d'issue, et détérioraient beaucoup le métal, indépendamment de la gêne qu'ils imposaient aux voyageurs. On a donc dû ouvrir dans la tôle supérieure une saignée longitudinale, comme l'indique la fig. 528.

Il existe également, notamment à Pittsburg, des ponts en treillis remontant à une date presque aussi éloignée.

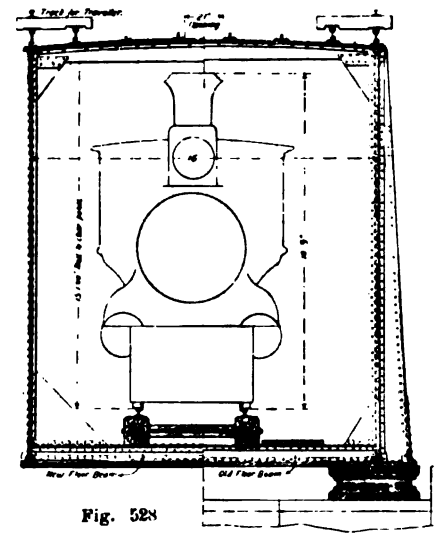


Fig. 528

Coupe du Pont Victoria, après et avant les modifications (Rail Road Gazette).

Nous n'insisterons pas sur la description des ponts rivés, qui sont fort usités, dans les limites que nous avons indiquées plus haut, mais qui sont, généralement, des ouvrages de moindre importance (fig. 529).

Ils ont conservé, des ponts articulés, la forme en auget et la division en segments des semelles. Ils en diffèrent par la liaison étroite de toutes les parties entre elles, augmentée souvent, par exemple dans les ponts du N. Y. C. & H. R. R. R., par l'usage de forts goussets à la jonction du réseau avec les semelles (fig. 530-533). Ils s'allient d'ailleurs presque universellement avec l'emploi

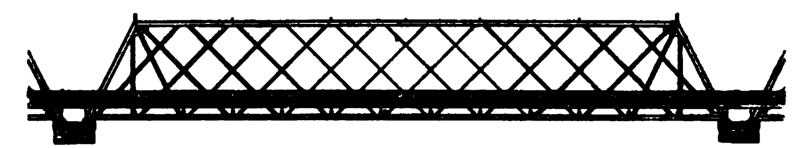


Fig. 529. — Travée de 54m,86 du Pont de Green Island (Syst. triangulaire quadruple).

d'un tablier massif. Nous avons signalé antérieurement tous les points intéressants de la pratique américaine à cet égard.

Nous nous contenterons donc de décrire le plus intéressant des ponts rivés construits pendant ces dernières années — le seul, d'ailleurs, qui ait nécessité des travaux importants.

Pont de Coteau. — Ce pont, sur le Saint-Laurent, remplace un ancien bac à vapeur, dont le service était devenu insuffisant. En raison du peu d'élévation des rives, on a dû le construire à $5^{m},23$ seulement au-dessus du niveau moyen de l'eau.

Le pont, entièrement rivé, appartient au système triangulaire double.

Il donne passage au Canada Atlantic Ry et il est situé à la naissance des rapides de Coteau, à 60 kilomètres, environ, en amont de Montréal. En ce point le fleuve, divisé en trois bras, présente un minimum de largeur. La profondeur est peu considérable, mais la rapidité du courant, qui atteint de $9^{k},6$ à $14^{k},4$ à l'heure, a donné lieu à de grandes difficultés pendant la construction.

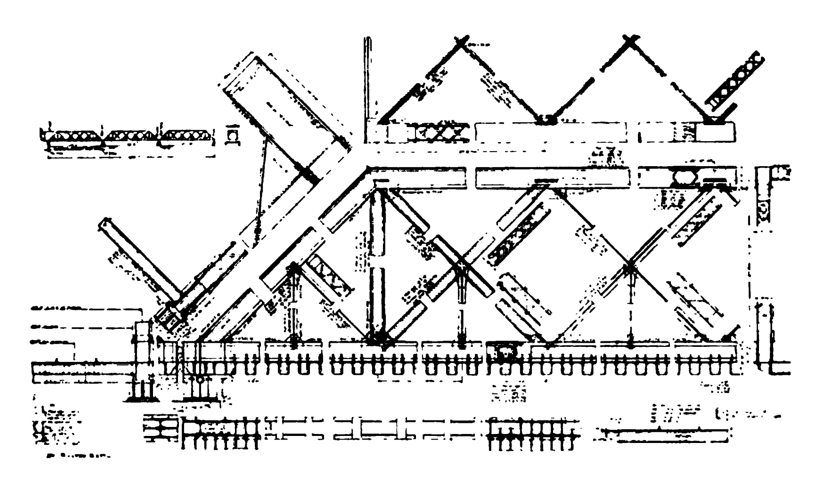


Fig. 530-533. — Poutre triangulaire double et complexe. (Travée de $52^{m},11$, sur le N. Y. C. & H. R. R. R. (Engineering News).

La traversée du bras Nord, fréquenté par la navigation et le flottage, comporte une travée tournante de $108^{m},20$, encadrée entre une travée de $42^{m},36$ et deux de $53^{m},33$ (fig. 534); le bras intermédiaire est franchi par dix tra-

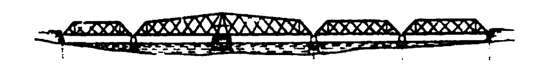


Fig. 534.
Pont de Coteau (Traversée du bras Nord).

vées de 66^{m},14, et le bras Sud par quatre travées de 67^{m},96. Sur les îles, la voie est portée par des trestles, qui seront ultérieurement remblayés. Y compris les trestles, l'ouvrage a une longueur totale de 1.840 mètres.

L'eau a une profondeur de 6 à 9 mètres, et le niveau n'en varie pas de plus de 0^{m},60; le fond rocheux présente une surface unie et n'est recouvert que par une couche de 0^{m},90 à 2^{m},50 de poudingue. Les piles furent fondées à l'aide de bâtardeaux, mesurant en moyenne 3 mètres de largeur, mais dont la longueur atteint 14 mètres en raison des brise-glaces dont elles sont munies.

Les murailles des bâtardeaux se composaient d'une seule épaisseur de poutres de 0^{m},30 $\times$ 0^{m},30, reliées par des broches et maintenues, de distance en distance, verticalement, par des moises doubles, et horizontalement, par des cours croisés de poutres, reliant les faces opposées comme dans les cribs ordinaires (fig. 534-536).

On draguait d'abord le fond, de manière à mettre le roc à nu, au moyen d'une drague à cuiller maintenue à l'aide d'ancres et d'étançons. Mais il arriva maintes fois que ces derniers, bien que mesurant 0^{m},50 $\times$ 0^{m},60 de section et faits du chêne le plus dur, fussent brisés par le courant. Quand la fouille était faite, on amenait à flot le bâtardeau, supporté, pour en réduire le tirant d'eau, entre deux pontons (fig. 537), et on le guidait à l'aide de câbles métalliques, fixés à des ancres immergées à environ 250 mètres en amont. Les ancres pesaient de 1^{T},5 à 3^{T}; chaque bâtardeau était muni de 3 ancres, auxquelles il était relié à l'aide de câbles métalliques, chaque ponton était muni d'une ancre.

On descendait les caissons en place en soulageant d'abord les mouffles qui les supportaient, puis en les chargeant de vieux rails.

L'opération était fort difficile; elle demanda 3 jours pour les premiers bâtardeaux; mais la durée en fut réduite à un jour pour les derniers. Le placement du bâtardeau octogonal de la pile centrale de la travée tournante, qui mesure 8^{m},30 de diamètre, donna lieu à de grandes difficultés; six remorqueurs ne suffisaient pas à le maintenir contre le courant, et l'on dut l'amarrer à 8 ancres,

les brins de deux d'entre elles étant fixés à la base du bâtardeau, afin de l'empêcher de basculer.

Quand les bâtardeaux étaient en place, des plongeurs descendaient à l'intérieur et déroulaient, suivant le procédé employé aux ponts de Lachine et de Sault-Sainte-Marie, des rideaux de toile de $1^m,80$ de largeur, fixés à l'avance sur tout le pourtour, à $0^m,60$ du

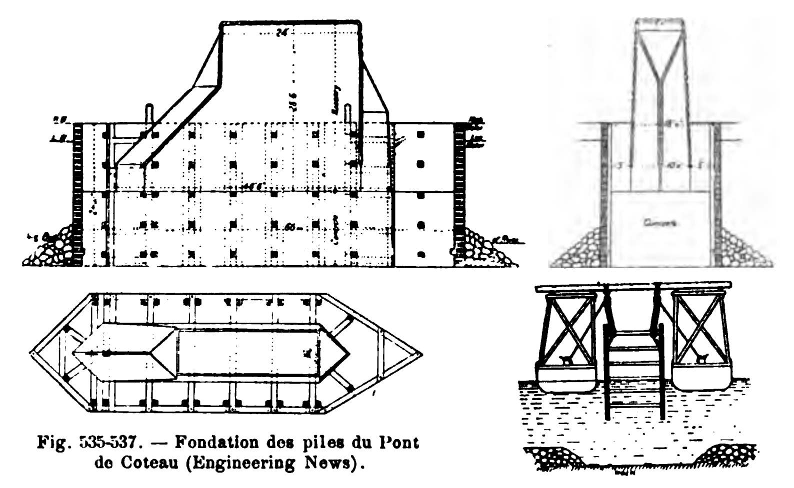


Fig. 535-537. — Fondation des piles du Pont de Coteau (Engineering News).

fond; puis ils les chargeaient de sacs remplis de béton. Tout courant étant ainsi supprimé, on coulait sans interruption le béton à l'intérieur des bâtardeaux, à l'aide de caisses, jusqu'à moitié environ de la profondeur de l'eau. Après 48 heures de prise, on épuisait dans les bâtardeaux et on construisait à sec, en maçonnerie, la partie supérieure des piles. Le béton se composait de 1 volume de Portland, 1 volume de sable et 5 volumes de pierre cassée à l'anneau de $0^m,03$.

Les piles sont en calcaire, les arêtes des brise-glaces étant armées de tôle d'acier.

Seule, la travée tournante fut construite en place, dans la position d'ouverture. Toutes les autres étaient montées à 5 kilomètres environ en amont, et amenées à flot.

La superstructure est en acier, à part les rivets, qui sont en fer.

L'installation du chantier était fort ingénieuse: elle consistait dans un échafaudage parallèle à la rive, des deux extrémités duquel se projetaient, perpendiculairement, deux jetées portant

des voies ferrées. Les travées étaient successivement montées et entièrement rivées sur l'échafaudage ; puis, à l'aide de trucs posés sous leurs extrémités, elles étaient, au fur et à mesure de leur achèvement, déplacées parallèlement à elles-mêmes et emmagasinées sur les jetées.

Pour la mise en place, on se servait de deux pontons, de 27m,43 × 7m,93 × 1m,83, jumelés parallèlement, et laissant entre eux un espace de 21m,34 — pour assurer la stabilité nécessaire, — qui portaient un échafaudage.

On amenait ces pontons, préalablement lestés de la quantité d'eau convenable, sous les poutres, qu'on soulevait en épuisant l'eau à l'aide de pompes ou de siphons. Les travées surplombaient en porte-à-faux de 15 mètres, au maximum, à chaque extrémité; par suite de l'emploi de poutres rivées, cette disposition était sans inconvénient. Par une manœuvre inverse, les poutres étaient déposées sur leurs appuis. Grâce à cette organisation du travail, le montage était absolument indépendant de la mise en place.

Les dragages avaient commencé en septembre 1888. Les fondations prirent du 1er avril au 1er décembre de la même année; le montage et la mise en place de la superstructure, du 1er septembre 1889 au 15 février 1890.

M. George A. Mountain était Ingénieur en Chef de l'ouvrage, avec M. G. R. L. Fellows comme Principal Assistant. Les entrepreneurs étaient MM. Nealon, Mc. Mahon et Shea, pour l'infrastructure, et la Dominion Bridge Co., pour la superstructure.



Fig. 538. — Pont de Plattsmouth.

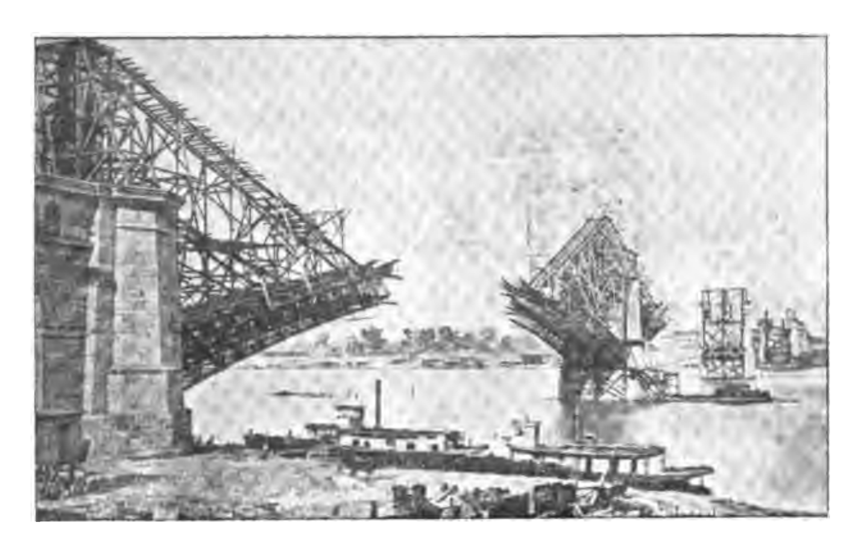


Fig. 539. — Montage du Pont de Saint-Louis.

CHAPITRE VII

PONTS CANTILEVERS OU POUTRES A CONSOLES

ES ponts *cantilevers*, ou *poutres à consoles (cantilever bridges)*, sont, en Amérique, les seuls représentants des poutres à travées *solidaires*.

Un système cantilever se compose d'une suite de travées, qui sont, en principe, alternativement, continues et discontinues. Le plus souvent, chaque travée discontinue est encadrée entre deux travées continues et présente deux joints, équivalant à des articulations. Elle se compose alors de deux ***consoles** (cantilevers)*, formées par le prolongement, en porte-à-faux, des poutres continues adjacentes, et supportant une travée médiane, ***indépendante***, dite *travée suspendue (supended span)*. Quelquefois, le pont

se termine par une travée discontinue, qui ne présente alors qu'un joint, — la poutre suspendue étant supportée, d'une part, par une console et, de l'autre, directement par la culée. Cette disposition se rencontre au viaduc sur le Kentucky, aux ponts de Memphis et de Hooghly (fig. 591).

Lorsque le pont se termine par une *console de rive (shore cantilever)*, cette console peut n'avoir point le poids nécessaire pour faire équilibre à la travée discontinue voisine : c'est même le cas le plus fréquent. On est alors obligé d'en fixer l'extrémité à un *ancrage (anchorage)*, et la console prend alors le nom de *travée d'ancrage* (*anchor span*).

On peut d'ailleurs concevoir une travée discontinue isolée, à la condition que les semelles étendues en soient directement reliées à des ancres, comme dans les ponts suspendus : c'est le cas du pont de Lansdowne (fig. 592). Mais il est impossible de juxtaposer deux travées cantilevers, sans l'interposition d'une travée intermédiaire suffisante pour former ancrage. Au pont de Lachine, où cette disposition se rencontre, on a dû recourir à des échafaudages spéciaux, pour exécuter le montage, et transformer le pont en une poutre continue.

L'ensemble de deux consoles reposant sur un même appui s'appelle un *balancier* (*cantilever*) [1].

L'invention des ponts cantilevers constituant le progrès le plus original et le plus fécond en grandes applications réalisé, à l'époque contemporaine, dans l'art de la construction des ponts, le mérite en a été, suivant l'usage, revendiqué par de nombreux compétiteurs, ou contesté par des détracteurs encore plus nombreux : lutte stérile, qui montre seulement, une fois de plus, combien l'amour-propre et l'intérêt personnel peuvent amoindrir des esprits d'ailleurs distingués, — et à laquelle il suffit d'avoir fait allusion.

Il est incontestable que l'idée de cheminer par encorbellements successifs pour franchir les abîmes date des temps les plus reculés. Les voûtes de la nécropole de Moughéir ne sont point autre-

1. — Le mot *cantilever* veut dire à la fois *console* et *balancier* (*levier équilibré*) ; il est pris tantôt dans un sens, tantôt dans l'autre.

ment construites ; et l'on trouve même dans certains monuments de l'ancienne Égypte, remontant à plus de quinze siècles avant l'ère chrétienne, le développement complet du pont cantilever actuel, avec ses consoles et sa travée suspendue : c'est, notamment, le cas des voûtes du temple d'Abydos, construit sous le règne de Séti Ier (19me Dynastie).

D'ailleurs, bien avant ces peuples civilisés, sans doute, l'homme préhistorique avait dû profiter des surprenants exemples de surplombs ou de ponts naturels que présentent certaines roches schisteuses. Il n'est donc pas étonnant que des peuples possédant une civilisation fort ancienne, comme les Chinois ou les Japonais, ou doués d'une intelligence et d'une ingéniosité supérieures, comme les Indiens d'Amérique, aient depuis longtemps songé à franchir les rivières, à l'aide de ponts où les consoles jouaient un rôle plus ou moins important. Au seizième siècle les ponts en charpente de Palladio étaient de véritables ponts cantilevers. A une époque plus récente, parmi les œuvres des anciens ingénieurs américains, on peut citer de remarquables précurseurs des ponts cantilevers actuels, notamment le pont sur le Mohawk (fig. 16), qui remonte à 1808, et, plus tard, divers ouvrages de circonstance, construits, à la hâte, pendant la guerre de Sécession, quelquefois sous le feu de l'ennemi, et qui reposaient sur l'emploi combiné de consoles en charpente et de câbles en chanvre, reliés par des étrésillons [1].

Le pont du Mohawk, surtout, dû au fécond génie de ce Timothy Palmer, dont les savantes recherches de M. Théodore Cooper ont révélé les œuvres jusqu'alors peu connues, diffère peu du pont du Forth (fig. 593), comme apparence générale.

En fait, c'est dans la construction en porte-à-faux, par le célèbre ingénieur Eads, des arcs de 158^m,50 de portée du pont de Saint-Louis qu'il faut *reconnaître* l'origine des ponts cantilevers actuels. Il suffit de jeter les yeux sur les figures 185 et 439, pour se rendre

1. — Nous ne citons que les ouvrages exécutés, car on peut voir p. 34, que certains projets se réclamaient du système cantilever d'une manière plus complète encore.

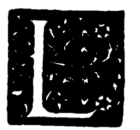
compte que les arcs de ce pont, supportés provisoirement, pendant le montage, par des chaînes composées de barres à œils, formaient d'immenses consoles — les plus longues érigées sans échafaudages, en Amérique, avant la construction des ponts de Tyrone, de Red Rock et de Memphis.

Et le *premier pont cantilever moderne* a été le viaduc sur le Kentucky River, construit en 1876, et dont les projets étaient arrêtés dès 1874.

Il est juste de dire, toutefois, que Culmann avait, dès la première édition de sa statique graphique, signalé l'économie que l'on pourrait réaliser en fixant, à l'aide d'articulations, les points d'inflexion dans une poutre continue, et qu'il avait été fait quelques applications de ce principe. Mais les considérations qui déterminèrent M. Shaler Smith, dans le dessin du viaduc sur le Kentucky River, furent d'ordre tout différent : s'inspirant de l'exemple du pont de Saint-Louis et voulant profiter de circonstances particulièrement favorables, M. Shaler Smith choisit, naturellement, un dessin qui permît de franchir, *sans échafaudages*, le profond ravin où coule le Kentucky : une poutre à travées solidaires permettait seule d'atteindre ce résultat. C'est, d'autre part, pour éviter la production d'efforts secondaires sous l'influence de la dilatation de supports métalliques de 54 mètres de hauteur, que M. Smith fut amené à couper les poutres par des articulations; et il était, dès lors, avantageux de placer les joints aux points d'inflexion de la poutre sous une surcharge uniforme équivalente à la surcharge théorique.

Quant à la forme de *consoles*, donnée aux prolongements des travées continues, elle se dessine dans le projet de pont, sur l'East River, à Blackwells Island, de M. Macdonald (1876), et se rencontre pour la première fois, en exécution, en Amérique, dans les ponts du Frazer Cañon et de Niagara Falls (fig. 450), de M. C. C. Schneider.

Au viaduc du Kentucky River, la travée centrale était continue et supportait les travées de rive. Dans les autres ouvrages, les travées discontinues sont, au contraire, encadrées entre des travées continues. C'est maintenant la disposition la plus usitée.

ES ponts cantilevers, en tant que poutres à travées solidaires, sont plus économiques que les poutres à travées indépendantes. Ils se prêtent, d'autre part, à une plus grande économie de métal que les poutres continues ordinaires, grâce aux articulations, qui permettent d'en fixer les points d'inflexion d'une manière avantageuse. Mais le principal avantage n'est pas tant cette économie *théorique*, que la facilité de montage en porte-à-faux, qui leur permet de *franchir sans danger, à une hauteur quelconque, les plus grandes ouvertures*. Au viaduc sur le Pécos River (fig. 595), les rails sont à 97^{m},53 au-dessus du niveau de la rivière, et la partie métallique de la construction occupe presque la totalité de cette hauteur. Les travées du pont du Forth ont 518 mètres de portée, et le pont projeté sur l'Hudson doit avoir une travée centrale de 700 mètres.

Les ponts cantilevers présentent un autre avantage, c'est qu'ils ne sont point exposés, pendant le montage, aux excès d'efforts que subissent les poutres continues pendant le lançage. Les consoles, d'abord, ne supportent *jamais* d'efforts dépassant ceux auxquels elles sont exposées en service, si l'on se dispense d'employer, pour le montage, des chariots exagérément lourds. Quant à la travée suspendue, elle doit être munie, sur une longueur appropriée, d'une semelle inférieure rivée, pour pouvoir être, suivant l'usage, montée en porte-à-faux. Il peut être aussi nécessaire d'augmenter la section de certains membres, pour y limiter les efforts de tension: cela se fait à l'aide de tringles ajustables, à têtes démontables, qui disparaissent après l'achèvement du montage. On a souvent réduit, pour ces motifs, la portée des travées suspendues, au-dessous de la valeur la plus favorable à l'économie de métal. Le principal inconvénient de cette réduction est que la rigidité du pont en souffre. Au pont de Lachine même, il n'y a plus de travée suspendue; mais les consoles sont *rivées* bout à bout et le pont, bien que monté en porte-à-faux, forme, une fois achevé, une véritable poutre continue sur cinq appuis.

Les ponts cantilevers présentent un inconvénient incontestable, mais dont on a beaucoup exagéré la portée: les flèches y sont plus

grandes que dans les poutres ordinaires, — continues ou indépendantes, — de même ouverture. C'est à la suite des épreuves du pont de Niagara Falls, que le système cantilever a essuyé les plus vives attaques. Mais M. C. C. Schneider n'a pas eu de peine à réfuter les critiques adressées au système, en montrant que les flèches observées dans cet ouvrage étaient, quelle que fût leur importance, le résultat mathématique de la combinaison, sous la surcharge, des flexions des consoles et de la poutre suspendue, du relèvement des consoles de rive, et du tassement des hautes tours métalliques qui supportent le viaduc.

En fait, les flèches qui se produisent dans les ponts cantilevers, abstraction faite de toute influence étrangère, — comme le tassement des supports, — dépendent essentiellement de cinq éléments principaux :

1° le rapport de la portée de la travée suspendue à l'ouverture totale;

2° le rapport de la hauteur sur appuis des consoles à leur portée;

3° le profil des consoles;

4° le rapport des ouvertures respectives des travées continues et discontinues;

5° le dessin des poutres.

En premier lieu, une travée discontinue est d'autant plus raide, que la poutre suspendue en occupe une plus grande partie. Ceci est évident : en effet, toutes choses égales d'ailleurs : 1° une console de pont cantilever, de longueur donnée, fléchit sensiblement autant qu'une travée libre de longueur double; 2° les travées d'ancrage sont d'autant moins exposées à se relever au-dessus de l'horizontale, que les consoles sont plus courtes.

L'influence de la seconde condition est également évidente : ainsi que nous l'avons dit à propos de la ferme Pratt, le contour le plus avantageux à cet égard serait sensiblement celui du triangle rectangle isocèle. Mais il n'est pas toujours réalisable.

En troisième lieu, un profil convexe est plus rigide qu'un profil concave : les consoles du pont du Jubilé sont d'un profil plus rigide

que celles du pont de Cincinnati et Newport, toutes choses égales d'ailleurs. Cela va de soi.

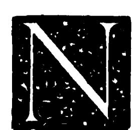
Il est également facile de comprendre que plus la portée et, par suite, le poids des travées continues, ou travées *contrepoids*, sont considérables, moins celles-ci sont exposées à se relever. S'il s'agit d'une travée d'*ancrage*, c'est l'inverse : plus elle est courte, moins elle se relève. Mais les dispositions les meilleures varient suivant la portée, suivant l'importance du poids mort par rapport aux charges roulantes, et le choix en est d'ailleurs presque toujours limité par l'économie générale du projet, qui détermine les ouvertures les plus convenables. A Poughkeepsie, où les piles sont toutes fondées à des profondeurs comparables, l'Union Bridge Co. a adopté les longueurs respectives de $160^m,00$ et $167^m,00$ pour les travées continues et discontinues. Elle était d'ailleurs tenue par la préexistence de deux piles.

Enfin, il suffit de se reporter à ce que nous avons dit antérieurement (pages 316-17), pour se rendre compte de l'influence du type des poutres sur les flèches.

La comparaison des dessins des ponts cantilevers construits jusqu'à ce jour permet, à cet égard, de constater une évolution à peu près constante vers des formes où le rôle distinct de chacune des parties se trouve progressivement dégagé.

Les ponts de M. Shaler Smith, dérivant de la poutre continue, en conservent le profil. Avec MM. C. Macdonald et C. C. Schneider, apparaît la forme rationnelle de la console. Le projet de M. Macdonald est remarquable à d'autres égards : les consoles y atteignent une très grande hauteur, et les charges de la console en porte-à-faux sont reportées, par plusieurs étages de haubans inclinés, à une succession de piles d'ancrage. Un tel dessin assure une grande rigidité, — en même temps qu'il réalise le maximum d'économie par suite de cette *suspension directe*, transmettant les efforts aux appuis par le plus court chemin possible. Dans les ponts ultérieurs, les systèmes multiples disparaissent, en général, pour faire place à des dessins plus avantageux, simples ou complexes. Alors font apparition, dans les poutres à consoles, en même temps que dans les ponts tournants, de robustes *bras* inclinés, rayonnant des

piles, qui équivalent aux montants extrêmes inclinés des poutres libres, et abrègent le chemin des charges. Mais l'innovation la plus décisive se trouve au pont sur le Kanawha River, où les ingénieurs de l'Union Bridge Co. ont accusé, de la manière la plus heureuse, le développement logique du système cantilever. Dans ce pont, le dessin de la console de rive montre nettement son *double rôle*, comme *travée reposant sur deux appuis*, et comme *contrepoids* de la travée discontinue, tandis que, dans la console en porte-à-faux, la charge des différents nœuds et le poids de la travée suspendue se trouvent reportés, par le plus court chemin, vers la base de la console. Cette disposition se retrouve dans le projet de grand pont sur l'Hudson — de la même Compagnie — où elle est associée à l'emploi des hautes consoles et des haubans étagés de l'ancien dessin de M. Macdonald. D'autres ponts récents, comme celui de Memphis, présentent une longue travée suspendue, occupant jusqu'aux 4/7 de l'ouverture, avec des consoles de rive n'ayant que les 3/14 de la travée discontinue. Ainsi se rencontre, dans ces derniers dessins, l'ensemble des dispositions les plus avantageuses, soit à l'économie, soit à la rigidité.



ous avons dit que, dans un pont cantilever, les travées discontinues se composent de consoles, supportant une travée indépendante.

La jonction des consoles et de la travée suspendue peut être réalisée de diverses manières. Dans certains ponts, c'est à l'aide d'un prolongement de la semelle de l'une, supporté par la semelle de l'autre : c'est le cas, notamment, du grand pont du Jubilé, sur l'Hooghly, aux Indes. La travée suspendue peut encore reposer sur l'extrémité des consoles, par l'intermédiaire de paliers et de chariots de dilatation : c'est la solution adoptée au pont de Lansdowne, sur l'Indus.

Mais, en Amérique, la travée suspendue est toujours au moins reliée aux consoles par une articulation. Dans la plupart des ponts, la travée indépendante est effectivement *suspendue* au bec des consoles en porte-à-faux par l'intermédiaire de barres à œils formant *pendule (pendulum bars)*. Au pont de Saint-John, la travée suspen-

due est fixée à l'une des consoles, et repose sur l'autre par un cadre oscillant. La même disposition existe au pont du Forth. En tout cas, dans une poutre à consoles, l'une des deux semelles, au moins, est généralement interrompue. On maintient néanmoins, dans les ponts cantilevers américains, la continuité apparente des semelles, dans les panneaux où ces semelles pourraient être supprimées, en les munissant de joints à emboîtement, permettant la dilatation et la déformation élastique. On relie d'ailleurs ces membres *superflus* (a, b, a′, b′, fig. 543) par un contreventement résistant, et l'on place les *joints glissants (sliding joints)* le plus près possible d'un nœud, afin de réduire la lacune de chacun des contreventements à une longueur assez faible pour que la rigidité de l'emboîtement y supplée. Il est important, d'ailleurs, pour éviter des grippements ou des vibrations, de réduire le jeu au minimum nécessaire et de dresser soigneusement et même de *polir* les surfaces frottantes. Aux ponts du Fraser, de Niagara, du Pécos, les joints glissants sont situés aux nœuds mêmes de la charpente. Mais l'emploi des *appareils d'ajustage à coins,* dont nous verrons plus loin l'usage, ne permet pas cette disposition.

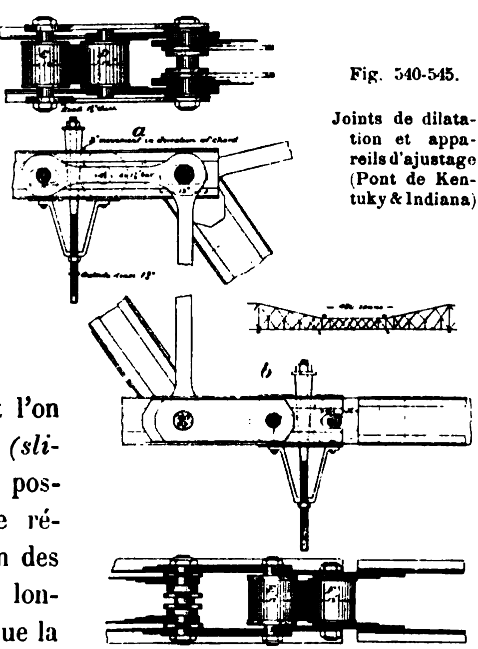


Fig. 540-545.

Joints de dilatation et appareils d'ajustage (Pont de Kentuky & Indiana)

On ne tient d'ailleurs *aucun compte,* dans les calculs, des membres *superflus,* ni de leur contreventement.

Pour permettre au tablier de suivre le mouvement des poutres, il est nécessaire de l'interrompre dans le panneau du joint glissant. Une pièce de pont porte, à cet effet, une console ou *poche*

(pocket) qui supporte librement l'extrémité du longeron; celui-ci a, de la sorte, toute liberté. Le même but est atteint, au pont de Memphis, par un dispositif *mécanique* ingénieux.

Les rails sont, à l'aplomb, coupés et réunis par un joint à mi-largeur *(split-rails)*, maintenu, s'il y a lieu, par des éclisses dont les boulons passent dans des trous ovalisés.

La jonction des ponts cantilevers avec leurs appuis est délicate.

S'il s'agit d'abord d'un support intermédiaire, la solution la plus satisfaisante consiste dans l'articulation, en un *point unique*, de la semelle avec un palier fixe, ou un chariot de dilatation, suivant les cas : c'est celle que l'on adopte toujours sur les piles en maçonnerie. Mais, lorsque le pont repose sur une haute tour métallique, il y a évidemment intérêt, au point de vue de la rigidité longitudinale de l'ouvrage, à maintenir le parallélisme des cadres de la tour. Il n'y a d'exception que dans les cas où, comme au viaduc sur le Kentucky River, la flexibilité des tours est nécessaire pour permettre la dilatation.

Lorsque la tour demeure rectangulaire en élévation, comme c'est l'usage général, chaque ferme y est fixée en *deux points*, à la partie supérieure de chacun des cadres[1]. Le panneau, rectangulaire, qui se trouve alors directement supporté par les tours, ne peut recevoir de diagonales; sinon, les réactions seraient indéterminées sur les appuis — *dont le niveau est variable* — et, par suite, dans toute la charpente. En omettant les diagonales, toute transmission d'efforts verticaux devient impossible d'une console à l'autre, et les réactions sont dès lors parfaitement définies. Malheureusement, dans la plupart des ponts où se rencontre cette disposition ingénieuse, imaginée par M. C. C. Schneider pour le pont de Niagara, l'effet en est compromis par un mode de construction vicieux, dont les inconvénients semblent avoir échappé, jusqu'à ce jour, à la plupart des ingénieurs qui en ont fait usage[2]. Au lieu d'inter-

1. — Cette disposition n'est pas nécessaire : on pourrait fort bien couronner la tour par un triangle isocèle, au sommet duquel on placerait l'articulation. Mais cette solution n'a pas été employée.

2. — La disposition est surtout critiquable dans les ponts cantilevers de *trois* travées, du type Niagara; elle présente beaucoup moins d'inconvenients entre une travée cantilever et une travée contrepoids, parce qu'alors l'inclinaison sur l'horizon des éléments de la semelle comprimée, au voisinage du support, est peu variable.

rompre en ces points la semelle comprimée par des articulations *effectives*, — condition nécessaire pour donner au panneau la *déformabilité* et l'*indépendance* supposées, — on en relie les segments bout à bout, à l'aide de fortes éclisses rivées, ce qui revient à imposer à cette seule semelle la totalité des efforts que le dispositif avait pour but de supprimer dans la poutre. On a craint, sans doute, que de telles articulations, placées au sommet de hautes tours métalliques, ne donnassent à ces constructions, déjà mobiles sur leurs ancrages, une trop grande instabilité longitudinale.

Mais il est souvent facile, comme nous le verrons plus loin, de parer à cet inconvénient; et l'on peut d'ailleurs limiter la mobilité de l'articulation à une valeur qui ne présente point d'inconvénients, comme l'a fait M. L. L. Buck au viaduc de Verrugas. Dans cet ouvrage, les segments de la semelle comprimée sont effectivement articulés au point de brisure; mais les déplacements sont réduits au strict nécessaire par l'opposition de joues correspondantes, portées par les segments successifs, qui viennent buter les unes contre les autres en cas de déplacement excessif (fig. 546).

Dans la plupart des ponts cantilevers, les consoles de rive sont reliées aux ancrages par l'intermédiaire de maillons (p. 242), organes qui ne présentent aucune rigidité transversale, et qui sont peu propres, en outre, à transmettre aux appuis des efforts de compression. Pour résister aux efforts latéraux, on se contente, sur les culées en maçonnerie, de maintenir les organes du tablier à l'aide de glissières longitudinales.

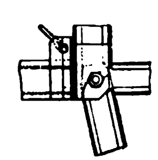


Fig. 546
Joint sur une tour (Viaduc de Verrugas).

Lorsque la console peut peser sur ses appuis, il faut donner aux maillons une section plus massive, les réunir entre eux (fig. 547-48), dans une même ferme, de manière à former une béquille robuste, et relier au besoin, par une poutre transversale, les béquilles des deux fermes.

Quand l'ancrage est à un niveau notablement inférieur à celui du bec de la console, les maillons se tranforment en cadres oscillants. Ces cadres sont, à tous égards, préférables aux maillons; car, indépendamment de leur manque de rigidité, les maillons sont exposés, si l'on n'en graisse soigneusement les œils de temps

en temps, à une immobilisation des articulations, qui leur imposerait des efforts exagérés. La même observation s'applique d'ailleurs aux liens égaliseurs des fermes multiples. Ce point n'a peut-être pas toujours fait l'objet de l'attention qu'il mérite.

Quand les supports sont des tours métalliques, une difficulté particulière se présente pour transmettre les efforts latéraux subis par les poutres au contreventement transversal des tours, aux points où l'on est obligé d'interposer, entre les unes et les autres, des appareils de dilatation, — chariots ou maillons. Cette difficulté a été très habilement résolue au pont de Poughkeepsie, où l'on a relié *directement* les fermes aux tours par un contreventement transversal dont les attaches se trouvent au-dessous de l'appareil de dilatation (fig. 460). Cette disposition est, depuis lors, classique.

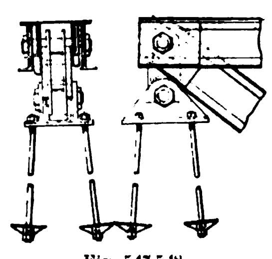


Fig. 547-548.
Détails sur les culées. Viaduc de Verrugas.

Nous avons signalé précédemment l'inconvénient que peut présenter la mobilité longitudinale, dans les poutres à consoles de trois travées, du type Niagara, supportées par des tours métalliques. Mais il serait facile de remédier à cet inconvénient en *fixant* les consoles de rive sur leurs ancrages, — lorsque le niveau de ceux-ci le permet, — et en reportant tout le jeu de la dilatation sur les joints glissants. Cela exigerait, il est vrai, la constitution des supports par de simples cadres, oscillants ou flexibles. Mais cette solution n'a point effrayé M. Shaler Smith, pour le pont de Minnehaha (fig. 549).



L'AVANTAGE principal des ponts cantilevers est la facilité de montage en porte-à-faux — facilité qui constitue, le plus souvent, l'économie réelle du système.

Les consoles de rive et les travées contrepoids se montent sur échafaudages ; les travées à consoles se montent en porte-à-faux.

Il n'y a rien à dire du montage des consoles, opération extrêmement simple dans les ponts articulés. Quant au montage de la travée médiane, il présente une difficulté particulière : celle de la

fermeture, **quand les deux moitiés viennent à se rencontrer.** Dans les premiers ponts cantilevers (Niagara, Frazer), on calculait le relèvement à donner pour compenser la flexion, et on calait d'une manière fixe les joints de glissement des extrémités de la travée suspendue; mais on était alors, en fait, obligé de construire le dernier élément de la semelle supérieure à la demande du vide à remplir.

Au pont de Saint-John, des vérins furent introduits dans la semelle inférieure, et des étriers ajustables dans la semelle supérieure, au joint de dilatation, et l'on put ainsi, par une manœuvre très simple, faire varier, non seulement la hauteur et la longueur, mais la direction de la demi-travée.

Au pont de Kentucky & Indiana, l'Union Bridge Co substitua aux vérins des systèmes de coins et de rouleaux, qui sont, depuis lors, universellement employés. Ces appareils, représentés par les fig. 540-45, permettent, par *l'enfoncement* des coins, *d'allonger* chaque semelle inférieure, ou de *raccourcir* chaque semelle supérieure de la quantité voulue.

Il est d'usage d'enfoncer les coins à fond, avant le montage, et de les dégager ensuite de la quantité voulue pour amener la jonction. Il suffit, pour cela, d'agir à l'aide d'écrous sur les tiges filetées qui traversent les coins de part en part.

Ces appareils s'enlèvent entièrement après le montage.

Pour l'érection de la lourde travée du pont de Red-Rock, on a craint que le poids imposé aux rouleaux ne fût trop considérable, et l'on a substitué à ceux-ci des faces planes, polies, entre lesquelles glissaient les coins. On s'est servi, comme matière lubrifiante, d'un mélange de suif et de plombagine, qui a donné d'excellents résultats.

Dans d'autres ponts, des vérins hydrauliques, généralement doublés, pour plus de sûreté, par un jeu de cales, ont été substitués, avec succès, aux modes mécaniques décrits ci-dessus.

Le choix à faire entre ces divers systèmes est une question d'appréciation. Ce qu'il faut retenir, c'est que la facilité du montage dépend de la perfection des appareils d'ajustage, et que les ingé-

nieurs qui ont cru pouvoir s'en passer, ou en réduire le rôle, ont toujours eu lieu de le regretter par la suite.

Nous passerons en revue, successivement, tous les ponts cantilevers de quelque importance, construits en Amérique jusqu'à ce jour, ainsi que les principales applications du système, faites par les ingénieurs anglais.

I. — PONTS AMÉRICAINS



iaduc du Kentucky River; (V. A.). — Cet ouvrage a déjà été décrit[1], mais il est impossible de le passer sous silence, car c'est le premier pont cantilever.

Il donne passage au Cincinnati Southern Ry, sur la gorge du Kentucky River, large de près de 350 mètres et comprise entre deux falaises de 84 mètres de hauteur moyenne. Il est à simple voie, et comprend trois travées Linville égales, de $114^{m},40$ de portée, supportées par deux tours métalliques, de 54 mètres de hauteur, reposant sur des socles en maçonnerie de 20 mètres de hauteur.

La poutre devait être, en principe, *continue,* et *montée en porte-à-faux.* Mais, par suite du grand écart des températures extrêmes, qui peut atteindre 75 degrés, le niveau des appuis intermédiaires était sujet à des variations de $0^{m},06$. C'est pour éviter les efforts secondaires qui en fussent résultés, que les poutres ont été coupées par des articulations. Le choix de la position de celles-ci fit l'objet d'une étude approfondie, et elles furent définitivement fixées, dans les travées de rive, aux points d'inflexion de la poutre *continue, sous une surcharge uniforme correspondant à la surcharge type servant aux calculs, parce que cette position des articulations était, dans une succession de trois travées égales, celle qui réduisait à un minimun l'ensemble des moments fléchissants correspondant à des positions quelconques de la surcharge.*

L'articulation est naturellement placée dans la semelle supé-

1. — Voir Lavoinne et Pontzen et le Portefeuille.

rieure, afin d'en maintenir la continuité, tandis que le nœud correspondant de la semelle inférieure comporte un joint glissant à emboîtement.

Les semelles sont entièrement rigides, et les montants y sont rivés. A chaque extrémité des trois poutres Linville, les deux systèmes de tirants aboutissent à des liens égaliseurs (voir page 242). Enfin les montants sont reliés en leur milieu, comme au pont de Cincinnati, par une entretoise formant lisse continue.

Les poutres ont $11^{m},44$ de haut et $5^{m},49$ d'écartement, et les pièces de pont sont, suivant une disposition générale dans les ouvrages de M. Shaler Smith, rivées aux montants, au-dessous de la semelle supérieure. Les extrémités des poutres reposent sur des chariots de dilatation ; mais aucun dispositif spécial ne permet la dilatation de la travée du milieu, qui peut atteindre $0^{m},037$ pour une variation de température de 55 degrés. Il en résulte une flexion des tours métalliques, dont les dispositions sont, dans ce but, légèrement différentes de celles usitées, d'ordinaire, en Amérique.

Elles sont, en effet, constituées par quatre colonnes *convergeant deux à deux* et contreventées, à part cela, suivant le mode américain usuel, verticalement dans les deux sens, et horizontalement à l'aide d'étages d'entretoises et de tirants ajustables. Les entretoises transversales sont en outre supportées, en leur milieu, à l'aide de colonnes et d'entretoises additionnelles. Nous reviendrons, au chapitre VIII, sur ce mode usuel de construction des tours des viaducs.

Les pieds des quatre colonnes reposent sur des chariots à double étage de rouleaux orthogonaux, et sont reliés, par des tirants, à un ancrage central, qui fixe le centre de la base d'appui.

Les poutres reposent sur les tours par l'intermédiaire d'articulations, constituées par des chevilles libres qu'emboîtent des coussinets fixés, d'une part, à la semelle inférieure des poutres, et, d'autre part, au sommet des tours.

Les calculs de résistance tiennent compte d'un train type équivalant à une surcharge uniforme de 6000 kilogrammes par mètre

courant, les efforts étant majorés de 30 °/₀ dans le tablier, et de 50 °/₀ dans les liens égaliseurs.

Le viaduc est entièrement en fer, et les efforts sont limités à 6 kilogrammes par millimètre carré. On a admis toutefois qu'ils pouvaient s'accroître de $4^k,5$ dans les semelles, sous l'influence du vent le plus violent.

Il a été tenu compte, dans le calcul des piles, de l'action du vent, du serrage brusque des freins, de la dilatation de la travée centrale. Dans aucun cas, ces efforts ne sont suffisants pour annuler l'effet des charges verticales : les boulons d'ancrage des piles constituent donc un surcroît de garantie. Les efforts spécifiques sont limités, dans les piles, à 8 kilogrammes par millimètre carré.

Le poids du métal est le suivant :

3 travées de $114^m,40$		2 tours de 54^m de hauteur	
	tonnes		tonnes
Poutres	1.100,34	Colonnes et contrevent^{ts}	303,98
Tablier	160,84	Chevilles et boulons	11,97
Chevilles, rouleaux, etc.	12,00	Coussinets	13,24
Fonte	11,82	Rouleaux et plaques	11,73
	1.285,00	Fonte	19,18
			360,10

Le pont devait être, primitivement, suspendu, et l'on en avait déjà construit les tours en maçonnerie. Ces tours servirent d'ancrage pour monter, en porte-à-faux, les travées de rive jusque vers le milieu de leur portée. Les efforts maxima atteignant alors 15 kilogrammes par millimètre carré, on établit en ces points des supports provisoires en charpente, et l'opération se poursuivit en porte-à-faux, jusqu'au milieu de la travée centrale. Le montage s'effectuait à l'aide d'une grue, roulant sur le pont.

On avait établi aux culées, d'une part, des vérins qui prenaient appui sur le roc, et agissaient sur l'extrémité de la semelle inférieure, d'autre part, des tirants ajustables, reliant les semelles supérieures aux ancrages, ce qui permettait de faire varier à volonté l'inclinaison de chaque poutre et, dans une certaine mesure,

la position de son extrémité libre. Les piles en charpente étaient également surmontées de vérins.

Par suite de la basse température à l'époque du montage, on dut déplacer légèrement les piles métalliques pour faire coïncider les coussinets de l'articulation.

Pour la fermeture de la travée médiane, on rallongea les tirants ajustables des ancrages, et l'on fit jouer les vérins : on put ainsi fermer la poutre.

On avait dû, pour le montage, soulager la semelle supérieure à l'aide de tirants additionnels, et river temporairement le joint glissant de la semelle inférieure. Lorsqu'on eut supprimé ces dispositions provisoires, on constata un mouvement de $0^{m},0075$ au joint glissant.

Le montage du pont prit du 16 octobre 1876 au 20 février 1877, et demanda de 50 à 60 ouvriers.

La dépense s'éleva à 404.373 dollars, soit environ 2.022.000 francs.

Ce remarquable ouvrage fut projeté et exécuté par M. Shaler Smith, sous la direction de M. G. Bouscaren, Ingénieur en Chef de la ligne, à qui revient une part dans certaines des dispositions adoptées.

La construction donna lieu à d'importantes recherches, comportant de nombreux essais en vraie grandeur, faits, d'une part, sur des barres à œils, par M. Shaler Smith, et, d'autre part, sur des membres de compression, par M. Bouscaren. Les unes et les autres ont permis l'établissement de règles ou de formules, qui ont servi de base à l'art moderne de la construction en Amérique, et dont la plupart sont encore couramment appliquées.



ont de Minnéhaha; (**V. A.**). — Le pont de Minnéhaha, construit en 1881, sur le Mississipi, près de Minnéapolis, est aussi dû à M. Shaler Smith.

C'est encore une poutre droite du système Linville double, mais la disposition en est différente.

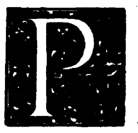
Les ouvertures sont inégales : la travée centrale mesure $98^{m},75$, et elle est flanquée de deux travées égales de $82^{m},30$.

Les supports métalliques, qui reposent sur un soubassement en maçonnerie, sont constitués par de simples *cadres*, formés de deux colonnes réunies par un contreventement transversal.

Ici, les poutres de rive sont continues. La travée médiane est, au contraire, coupée en son milieu; et la dilatation se fait, en ce point, à l'aide d'un double joint à emboîtement, équivalant à une articulation. Il n'existe pas de travée suspendue.

Comme au viaduc du Kentucky-River, le réseau est muni de liens égaliseurs.

Le pont est à double étage : l'étage supérieur porte une voie ferrée; l'étage inférieur, une voie de terre. Les pièces de pont sont rivées aux montants, au voisinage des semelles. Les travées latérales furent montées sur échafaudages, et la travée centrale, en porte-à-faux, à l'aide d'un chariot roulant sur une voie extérieure, supportée par des poutres transversales posées sur les semelles inférieures. La fig. 449 représente la première moitié du pont achevée, avec le chariot de montage en place.



ont du Frazer Cañon; (V. A.). — Le pont du Frazer est le premier pont *exécuté*, dans lequel soit mis en relief le profil des consoles. Il est antérieur, en date, au pont de Niagara, bien qu'il n'ait été achevé que longtemps après, en raison de la lente et mauvaise exécution du travail par les usines anglaises, — à qui la construction fut confiée par le Gouvernement Canadien, — et de l'inaccessibilité du lieu où il est établi.

Ce pont, à simple voie, donne passage au Canadian Pacific Ry. Le Frazer est une rivière de près de 1.300 kilomètres de longueur, qui prend sa source sur le versant Ouest des Montagnes Rocheuses, et tient le premier rang, après la Colombie, sur le versant du Pacifique. Au point où elle est franchie, elle est torrentielle et roule en abondance des sables aurifères. Les rails sont à 38 mètres environ au-dessus des basses eaux; mais les crues dépassent 18 mètres. Le courant est toujours très violent, et l'on ne pouvait songer à y établir des échafaudages, ce qui décida du choix du système cantilever.

Le pont se compose d'une travée de 96 mètres, comprise entre

deux travées de 32 mètres. La travée centrale est formée d'une travée libre de 32 mètres, supportée par deux consoles de même longueur.

Les piles, en maçonnerie, ont $21^m,95$ de hauteur; elles sont, ainsi que les culées d'ancrage, fondées sur le roc. Les ancres sont en fonte. Le pont est en acier Martin et en fer, comme il est indiqué sur les dessins de l'Atlas.

Le poids total de la superstructure métallique, ancrages com-

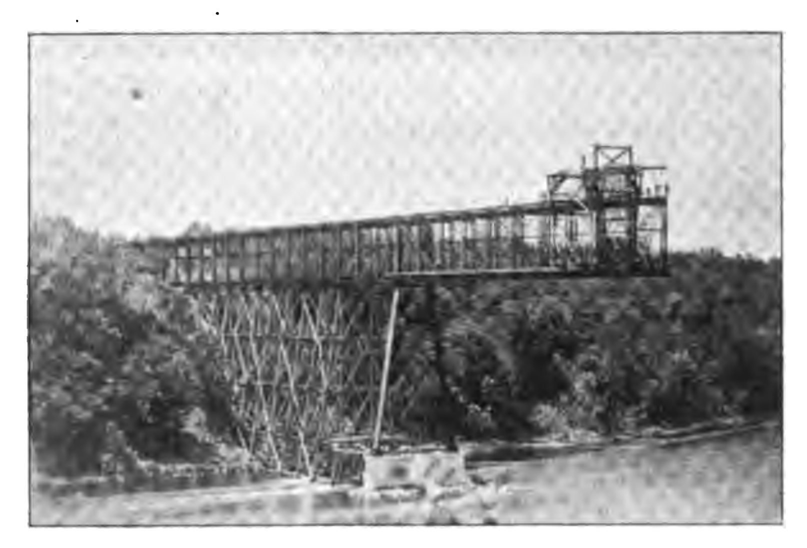


Fig. 549. — Pont de Minnéhaha, pendant le montage.

pris, est de 110.322 kilogrammes d'acier, 427.214 kilogrammes de fer, et 18.160 kilogrammes de fonte.

On a admis, dans les calculs, une surcharge uniforme de 3.720 kilogrammes par mètre courant, additionnée, en tête du train, de l' « excès » dû à deux locomotives « *Mogul* » et évalué, pour chacune, à 25 tonnes, concentrées sur $4^m,27$ de base.

Le contreventement est calculé en supposant que la pression s'exerce sur la surface totale exposée de chaque ferme, et sur la surface d'un train de $3^m,05$ de haut.

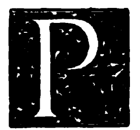
Les projets de ce pont, nouveau par sa forme, sinon par son principe, sont dus à M. C. C. Schneider, à qui ils font grand hon-

neur. La construction fut exécutée par Hawks, Crawshay and Co, de Gateshead-on-Tyne (Angleterre); le montage, par la San-Francisco Bridge Co.

Les membres métalliques furent transportés par mer jusqu'à Vancouver, d'où ils venaient, par rails, jusqu'au site du pont. Ceux destinés à la moitié Est étaient passés d'une rive à l'autre à l'aide d'un câble métallique de 33 millimètres de diamètre. Le câble avait une tension considérable et supporta, sans flèches importantes, le passage de pièces pesant plus de 5 tonnes. Les chariots de montage avaient un surplomb de deux panneaux. Pour le montage de la travée suspendue, on se servit d'un échafaudage volant, suspendu d'une console à l'autre, à un niveau un peu inférieur.

Les seules difficultés rencontrées furent dues au « *pauvre ajustage* » (*poor fitting*) du travail fait en Angleterre : « *Les dessins n'avaient pas été fidèlement suivis, et il est impossible d'admettre qu'on eût fait aux ateliers le montage d'essai prescrit.* » Néanmoins, l'érection ne prit que 73 jours.

C'est à la San-Francisco Bridge Co, et en particulier à son ingénieur, M. H.-S. Wood, que nous devons les renseignements relatifs au pont du Frazer.



ont de Niagara Falls; (**V. A.**). — Ce pont (fig. 450) franchit la rivière de Niagara à la tête des Rapides, à 3.200 mètres en aval des chutes, et à 90 mètres en amont du pont suspendu de Rœbling.

Chargés par la Niagara Bridge Co d'étudier le projet d'un pont de chemin de fer à construire en ce point, les Central Bridge Works (depuis Union Bridge Co.), s'adressèrent à M. C. C. Schneider, qui avait, antérieurement, dressé les projets du pont du Frazer.

M. C. C. Schneider songea d'abord à un arc à triple articulation, monté en porte-à-faux, et supportant un viaduc — solution proposée, dès 1875, par M. T. C. Clarke et semblable, à part la triple articulation, à celle depuis appliquée aux viaducs du Douro

et de Garabit — mais il reconnut que le système Cantilever était mieux approprié aux conditions du problème.

Le projet fut approuvé, le 11 avril 1883, à charge, pour la compagnie de construction, de livrer le pont achevé pour le 1er décembre de la même année.

Le pont devait être entièrement en acier, à part le tablier et le contreventement; mais la brièveté du délai conduisit M. Schneider à limiter l'emploi de ce métal aux chevilles et aux principaux membres de compression. Le système Linville fut d'ailleurs sub-



Fig. 550. — Pont Cantilever et Pont Suspendu sur la rivière de Niagara.

stitué au système Pratt, d'abord adopté, pour diminuer la dépense de construction et de main-d'œuvre. Le travail commença sur le chantier le 15 avril, et le pont était livré à l'exploitation le 20 décembre suivant, 8 mois environ après le commencement des travaux.

Le terrain dans lequel la rivière de Niagara a creusé son lit comprend, dans l'ordre de leur superposition à partir de la base, les roches suivantes : un grès rouge schisteux mélangé de marne, puis un grès gris et un grès rouge schisteux, connus sous le nom de *Medina Sandstone*, une couche mince de schistes verts, un calcaire gris, compact, un schiste tendre argilo-calcaire (*Niagara*

Shale); enfin le calcaire carbonifère compact, d'un gris foncé, qui forme le déversoir des chutes[1].

La rivière coule, au site choisi, dans une gorge de 260 mètres environ de largeur, profondément encaissée entre deux falaises de 65 mètres de hauteur. Par suite de l'érosion ancienne du *schiste de Niagara*, le calcaire supérieur, en surplomb, s'est effondré peu à peu et a garni le pied des falaises d'éboulis de blocs énormes, couverts d'une abondante végétation et sur lesquels le courant demeure impuissant, malgré sa rapidité. D'après des expériences faites sous le pont, à l'aide d'un loch, la vitesse au milieu de la rivière atteint déjà $26^k,600$, soit $7^m,30$ par seconde. A une centaine de mètres en aval, la violence du courant devient effrayante : ce sont les fameux *Rapides* où, sur environ deux kilomètres de longueur, l'eau se précipite avec des vagues de tempête, jusqu'au *Whirlpool,* bassin circulaire de 400 mètres de diamètre, où la rivière, changeant brusquement de direction, à angle droit, semble s'apaiser soudain. Mais les eaux y forment un immense tourbillon et l'on voit les plus grands arbres, venus des forêts de la région des Lacs et qu'ont épargnés les chutes, tournoyer lentement autour du centre qui les attire, et s'y engouffrer bientôt pour ne jamais reparaître.

On a renoncé à descendre les fondations jusqu'au rocher qui forme le fond de la rivière : on a jugé que l'âge des arbres qui croissent parmi les blocs de calcaire était une garantie suffisante de la fixité de ceux-ci, et l'on s'est contenté, après les avoir nettoyés de tous débris, de les englober dans une fondation monolithique, en béton de sable, de $12^m,00 \times 7^m,60$ de base sur $2^m,50$ de hauteur; on avait d'ailleurs soin de damer le béton à reflux dans toutes les crevasses. Le poids supporté par chaque fondation est de 2.686.290 kilogrammes, dont 1.063.644 kilogrammes pour la superstructure, la surcharge et l'effet du vent. La pression résultante est de $2^k,87$ par centimètre carré.

Ces fondations ayant fait l'objet de critiques de la part des

1. — Il n'y a point de basalte à Niagara Falls, contrairement à ce qui est dit dans un ouvrage antérieur.

ingénieurs des Compagnies intéressées (New-York Central et Michigan Central), furent soumises à une première expertise, confiée à M. George S. Morison et Charles Macdonald. MM. John A. Wilson, A. W. Stedman et Théodore Cooper furent ensuite appelés à donner aussi leur appréciation. Tous, après examen des lieux, émirent un avis favorable au maintien du système des fondations. Ces fondations supportent les soubassements en maçonnerie, hauts de $11^m,50$.

Les culées, également en maçonnerie, reposent sur des ancres formées d'un grillage de poutres en I, auquel sont attachées les tringles d'ancrage. Le poids de chaque ancrage est d'environ 980.000 kilogrammes, soit trois fois un quart le plus grand effort de soulèvement.

Il entre dans les piles et culées 1.154^{mc} de béton et $2,788^{mc}$ de maçonnerie.

La superstructure métallique se compose de deux *balanciers* de $120^m,44$ supportant une travée suspendue de $36^m,52$, qui repose, par l'intermédiaire de paliers, sur deux tours métalliques, hautes de $39^m,78$.

La travée centrale a $143^m,26$; les fermes sont espacées de $8^m,53$; les voies (d'axe en axe), de $3^m,96$. Afin d'éviter l'indétermination des efforts, on a omis les diagonales dans le panneau situé à l'aplomb des tours, et les deux systèmes de diagonales aboutissent à des liens égaliseurs. Il y a toutefois lieu de remarquer que l'omission des diagonales sur les tours est une mesure insuffisante, sinon nuisible, du moment qu'elle n'est pas complétée par l'*articulation effective* des segments successifs de la semelle, en ces points. Ces segments étant, en fait, assemblés à l'aide d'éclisses rivées, le panneau est *rigide,* ou, s'il ne l'est point, sa déformabilité résulte d'une flexion des semelles, imposant un excès de travail aux rivures. Ainsi, non seulement les efforts ne sont pas mieux déterminés, mais cette disposition est, au contraire, en elle-même, une source d'efforts secondaires.

Les consoles de rive reposent sur les culées par l'intermédiaire de courts maillons, articulés, sur un palier fixe, avec les tringles d'ancrage.

Les colonnes des tours, les semelles inférieures, les montants centraux et extrêmes des balanciers, les chevilles, les paliers situés au sommet des tours sont en acier; tout le reste est en fer, à part les socles des colonnes, et les organes usuels de garnissage, qui sont en fonte.

Comme au pont du Frazer, la travée libre est *suspendue,* par des barres à œils, au bec des consoles. Les joints de glissement sont à emboîtement. Aucun dispositif n'était prévu pour faciliter la jonction des deux moitiés du pont, montées en porte-à-faux.

On commença par les tours, en se servant des échafaudages destinés aux consoles de rive, qui avaient déjà facilité la construction des maçonneries. Les différents membres des tours étaient descendus à l'aide de derricks et mis en place au fur et à mesure (V. A.).

La tour américaine, commencée le 29 août, était finie le 8 septembre. La tour canadienne prit du 10 au 18 septembre. On établit alors, sur les échafaudages, des charpentes inclinées suivant la pente des semelles inférieures des consoles, sur lesquelles celles-ci furent montées. Quand elles furent achevées, on posa, sur le tablier de chacune, une voie provisoire pour l'adduction des matériaux. Puis on construisit deux chariots de montage (V. A.) reposant sur des galets en fonte et roulant, entre des guides en charpente, sur les longerons extérieurs du tablier. Le chariot s'accrochait, à l'aide de griffes, aux semelles des trois dernières pièces de pont posées. Chaque chariot portait deux derricks, mus par un treuil à vapeur. On descendait les organes d'un panneau en place, et on les supportait jusqu'à ce qu'ils fussent assemblés, puis on déplaçait le chariot d'une longueur de panneau, et ainsi de suite. Une plate-forme mobile, suspendue au chariot, servait au montage de la semelle inférieure. Elle était suspendue à des chaînes, formées de tringles articulées bout à bout. Chaque tringle étant égale à la différence de longueur de deux montants successifs, il suffisait, à chaque déplacement, de supprimer un jeu de tringles.

La travée centrale fut de même montée en porte-à-faux. Les chariots s'arrêtèrent toutefois à l'extrémité des consoles, et l'on

monta la partie centrale à l'aide d'une plate-forme établie sur des poutres lancées d'un chariot à l'autre. Les joints de dilatation avaient été calés, et le dernier segment des semelles fut fait *à la demande* du vide à remplir.

Le tableau ci-après donne la durée du montage des poutres :

	CONSOLE DE RIVE	PARTIE EN PORTE-A-FAUX	
Rive américaine.	25 Septembre — 15 Octobre.	28 Octobre	22 Novembre.
Rive canadienne.	8 Octobre — 22 Octobre.	4 Novembre	

La pose de la voie commença le 31 novembre, et, le 6 décembre 1883, le pont était traversé par la première machine.

Le 20 décembre, on procéda aux essais, et le pont fut immédiatement livré à l'exploitation.

Le pont est proportionné pour une surcharge roulante composée, sur chaque voie, de deux locomotives de 60 tonnes, — dont 32.688^k sur trois essieux moteurs, espacés de 1^m,83 d'axe en axe, — suivies d'un train pesant 2.920^k par mètre courant. Pour le calcul du tablier, on a néanmoins admis des locomotives « *consolidation* » à quatre essieux couplés, pesant 70 tonnes. La pression du vent est évaluée à 146^k et l'on a supposé qu'elle s'exerce sur un train de 3^m,05 de haut, et sur la totalité de la surface exposée de chaque ferme et du tablier.

Les efforts sont limités aux valeurs suivantes :

$$\text{Membres de compression en acier: } 7^k \left(1 + \frac{3}{4}\,\frac{\text{effort minimum}}{\text{effort maximum}}\right);$$

$$\text{Tirants en fer : } 4^k{,}2 \left(1 + \frac{3}{4}\,\frac{\text{effort minimum}}{\text{effort maximum}}\right).$$

L'acier devait être fabriqué sur sole, et avoir une teneur en carbone comprise entre 0,34 °/₀ et 0,42 °/₀; le phosphore était limité à 0,1 °/₀. La limite d'élasticité devait être, au minimum, de 45 kilogrammes, et la charge de rupture, au minimum, de 56 kilogrammes. La barre usuelle de 19 millimètres devait s'enrouler de 180 degrés autour de son diamètre sans craquer.

Il n'y a d'ailleurs rien à reproduire du cahier des charges, qui était rudimentaire.

Les poids de métal que renferme la superstructure sont définis ci-après :

	ACIER	FER	FONTE	TOTAL
	kil.	kil.	kil.	kil.
Tours	201.662	107.919	39.445	349.796
Cantilevers	372.437	1.073.827	8.380	1.457.855
Travée intermédiaire	2.145	131.230	247	133.918
Ancrages	—	80.562	1.446	82.188
Garde corps	—	7.446	7.763	15.243
	576.244	1.400.984	57.281	2.039.000

L'acier fut fabriqué par la Spang Iron & Steel Co, de Pittsburg, sauf les chevilles et pièces fondues, faites par la Cambria Iron Co, de Johnstown, Pa.

Le fer fut manufacturé par MM. Atkins Brothers, de Pottsville, Pa.

La superstructure fut entièrement exécutée et montée par les Central Bridge Works, à part les colonnes des tours, fabriquées par MM. Kellogg & Maurice, d'Athens, Pa.

Les barres furent fabriquées par le procédé des mises.

Le montage fut dirigé par M. S. V. Ryland.

Les épreuves méritent une mention spéciale. Elles furent confiées à une commission composée de MM. George S. Morison, Théodore Cooper et Charles Macdonald, et d'un Ingénieur du Gouvernement Canadien, M. Thomas Ridout. On en fit deux séries.

On se servit de deux trains marchant dans le même sens, pesant chacun, aussi exactement que possible 2.976 kilogrammes par mètre courant, et précédés de deux locomotives pesant, tender compris, 147.044 kilogrammes sur la voie nord et 129.105 kilogrammes sur la voie sud.

Les têtes des trains furent arrêtées simultanément, d'abord sur la tour est, puis à l'extrémité de la console en porte-à-faux est, à l'extrémité de la console en porte-à-faux ouest, sur la tour ouest, sur la culée ouest. Enfin on chargea la console ouest seule des locomotives et de trois wagons.

Dans les consoles de rive, la plus grande flèche observée fut de 26^{mm},8, et le plus grand relèvement de 19 millimètres. La plus grande flèche de l'extrémité des consoles en porte-à-faux atteignit 176 millimètres, le plus grand relèvement 41 millimètres.

Nous avons expliqué antérieurement que ces flèches, malgré leur importance, sont la conséquence naturelle des dispositions mêmes de l'ouvrage, — dispositions qui laissent à désirer, il faut le reconnaître.

On fit ensuite des expériences en chargeant une seule voie, afin de se rendre compte du partage des charges entre les deux travées. Théoriquement, et en ne tenant compte ni de la rigidité des assemblages, ni du contreventement transversal, la ferme voisine devait supporter 73 °/₀ de la charge totale. Les flèches accusèrent seulement de 60 °/₀ à 66 °/₀, suivant la position de la surcharge. En même temps, on constata un déplacement latéral des consoles.

Enfin, pendant les épreuves, on fit des mesures directes des efforts dans les barres aboutissant au lien égaliseur de la console de rive est. Les résultats démontrèrent que le partage réalisé était sensiblement égal. Mais il convient d'observer qu'il ne pouvait y avoir doute à cet égard, les épreuves étant purement statiques (voir page 244).

On peut adresser à cet ouvrage de nombreuses critiques de détail : la travée centrale n'a pas la longueur la plus économique ; les flèches, considérables, auraient pu être réduites par un dessin mieux approprié ; l'adoption du système Linville eût pu, avec avantage, être évitée ; certains détails du dessin des membres sont regrettables, etc... Mais, en laissant de côté les erreurs naturelles dans un début, ce grand ouvrage n'en constitue pas moins une œuvre hardie, qui fait le plus grand honneur à son auteur, M. C. C. Schneider, et aux habiles entrepreneurs qui l'ont exécuté. C'est le premier pont exécuté en Amérique où soit aussi nettement mis en évidence le principe des ponts cantilevers, et, *toute question de dessin mise à part,* c'est un exemple remarquable de ces constructions *rapides*, *économiques* et d'*exécution parfaite* où excellent les compagnies américaines. Car il n'y a pas un pays au monde où l'on eût construit, en 1883, un semblable ouvrage, au

milieu de conditions aussi difficiles, dans un délai aussi court et à si peu de frais[1].

La dépense totale s'est élevée à $ 680.000, soit environ 3.400.000 francs.

C'est à l'Union Bridge Co. et, en particulier, à M. George S. Field, que nous devons les dessins reproduits dans l'atlas.

**ont de Saint-John.** — Ce pont (fig. 2) est situé sur la rivière Saint-John, qui forme la limite entre le Maine (États-Unis) et la Nouvelle-Écosse (Canada).

Bien que les projets datent de la même époque que ceux du pont de Niagara, il n'a été achevé que deux ans plus tard. C'est le premier pont cantilever à *voie intérieure* exécuté.

La rivière de Saint-John est, sur plus de 160 kilomètres, en amont de son embouchure dans la baie de Fundy, un véritable bras de mer, comme l'Hudson, mais plus large encore que ce fleuve, sauf au voisinage immédiat de l'embouchure, où deux promontoires rocheux rétrécissent le lit à 140 mètres environ de largeur. En aval, commence immédiatement la baie de Saint-John, qui fait partie de la baie de Fundy. Les marées atteignent 7^{m},22 et il en résulte, au flot et au jusant, des courants de foudre qui avaient rendu impossible l'établissement d'un bac à vapeur pour trains. Le service de passage se bornait donc au transport des voyageurs, et le projet de réunir les deux rives par un pont date de la construction des premières voies ferrées.

Immédiatement en aval du point de passage choisi, existait, depuis de longues années, un pont suspendu. Le pont que nous décrivons est une poutre à consoles de système Linville. La travée centrale mesure 145^{m},38 et se compose d'une travée suspendue de 43^{m},73 supportée par deux consoles inégales, celle de l'Est mesurant 43^{m},73 et celle de l'Ouest 58^{m},22. Les consoles de rive sont égales, respectivement, aux consoles en porte-à-faux. Le pont devait, primitivement, être symétrique; mais on dut modi-

1. — Il faut tenir compte, d'ailleurs, de la cherté de la main-d'œuvre en Amérique.

fier l'un des cantilevers, parce que le terrain manquait de résistance à l'emplacement de l'ancrage projeté. Les piles, qui mesurent $2^m,74 \times 8^m,38$ au sommet et, respectivement, $29^m,30$ et $18^m,28$ de hauteur, sont en maçonnerie de granit; il en est de même des ancrages, dont l'un est entaillé dans le roc. Les balanciers ont respectivement $19^m,81$ et $24^m,38$ de hauteur sur les piles ; la travée suspendue et les portails extrêmes, $8^m,23$. Les pièces de pont sont rivées aux montant et aux semelles, et le tablier comporte quatre files de longerons.

Le pont est calculé pour une surcharge de 1823^k par mètre courant, précédée de deux machines pesant chacune 41^T, tender non compris.

L'ancre est formée d'un grillage de fers en I, qui supporte, sur chaque rive, respectivement 710^T et 810^T de maçonnerie, soit trois fois et demie la plus grande valeur calculée de l'effort de soulèvement.

Les extrémités reposent sur des chariots à rouleaux ordinaires, dont les tringles ajustables d'ancrage, en forme de maillons de chaîne, embrassent la cheville.

La travée centrale est supportée par un cadre oscillant, dont le jeu est limité à la quantité nécessaire pour la dilatation. Les semelles ont, comme dans tous les ponts cantilevers, des joints de glissement à emboîtement.

On monta d'abord les semelles inférieures et le tablier des consoles de rive, et, sur le tablier, un chariot muni d'une tour de 30 mètres, long de $7^m,32$ et large de $4^m,88$, qui servit au montage.

Aux joints glissants de l'extrémité de la travée centrale, étaient interposés des vérins (2 à chaque joint), aux semelles inférieures, et des étriers ajustables, aux semelles supérieures, qui permirent de fermer la travée sans la moindre difficulté.

Le montage de chaque moitié du pont s'exécuta successivement et demanda :

CONSOLES	OUEST	EST
Console de rive	25 jours.	15 jours.
Console et demi-travée en porte-à-faux	26 —	15 —

Mais il y eut quelque temps perdu, par suite, notamment, d'avarie à un treuil à vapeur, et la durée totale fut de 91 jours.

Le 20 juillet 1885, la première machine franchissait le pont, et le 30 septembre suivant il était livré à l'exploitation.

Les semelles inférieures et les montants sont faits de fers en U, *laminés d'une pièce*, spécialement pour cet ouvrage, et non *bâtis*, comme d'habitude. Ceux des semelles ont $0^{m},464$. Les barres, en acier, furent fabriquées, par le procédé Kloman, à l'aide de laminoirs spécialement installés par la Steel Co. of Scotland, à Glasgow, et achevées à l'aide de marteaux-pilons, aussi installés dans ce but par la Dominion Bridge Co, à Lachine. Le contreventement est établi pour résister à une pression de 195^{k} par mètre carré de la surface des deux fermes et d'un train haut de $3^{m},05$, — soit en tout 367^{T}.

Le 31 juillet 1885, moins de quatre mois après le commencement des travaux, le pont fut essayé par les Ingénieurs du Gouvernement, à l'aide de deux trains, composés chacun de deux machines pesant de 56 à 61 tonnes, suivies de trucs chargés pesant chacun environ 27 tonnes.

Ces trains furent d'abord seulement placés sur chacune des consoles de rive; les flèches constatées sur les deux consoles furent de 6 millimètres et $9^{mm},5$; les relèvements, aux extrémités de la travée suspendue, de $9^{mm},5$ et $15^{mm},9$. Puis on amena les quatre machines au milieu de la travée centrale, les deux trains couvrant tout le reste du pont : dans ces conditions, la plus grande flèche, au milieu de la travée centrale, fut de 95 millimètres, tandis que les travées de rive n'accusaient que des flèches de 3 millimètres. Enfin, sans changer la surcharge de la travée centrale, on enleva celle des consoles de rive. Les résultats furent : une flèche de 101 millimètres au milieu de la travée centrale, et des relèvements respectifs de 6 millimètres et 22 millimètres des consoles

de rive. Ces flèches et relèvements atteignent, pour une même portée et une même surcharge, moins des deux tiers de ceux constatés à Niagara, bien que la charge type qui a servi aux calculs du pont de Saint-John soit moindre. Les motifs en sont évidents : d'abord les piles sont en pierre, et non en métal; ensuite les consoles ont une grande hauteur par rapport à leur portée,.enfin la travée suspendue occupe une plus grande proportion de l'ouverture. Cette comparaison prouve péremptoirement, comme nous l'avons dit au début de ce chapitre, qu'avec un dessin bien étudié on peut toujours réduire les flèches des ponts cantilevers à une valeur telle qu'elles ne présentent point d'inconvénients.

Le pont est entièrement en acier fait sur sole, à part le contreventement, qui est en fer. L'acier a une résistance moyenne de 42 kilogrammes, avec une limite d'élasticité de $25^k,2$, un allongement de 32 °/₀ et une striction de 43 °/₀.

Les études préliminaires de ce pont furent faites par M. P. S. Archibald, Ingénieur en Chef de l'Inter-Colonial Ry, avec M. G. E. Brown, comme Ingénieur Résident. L'honneur du projet revient à M. Job. Abbott, Président et Ingénieur en Chef de la Dominion Bridge Co. La construction fut dirigée par M. W. S. Thompson, Directeur des ateliers de la compagnie, à Lachine, et ancien Inspecteur Principal, sous les ordres de M. Shaler Smith; le montage par M. H. Hasler, d'après un projet spécial de M. Phelps Johnson.

La dépense du pont proprement dit s'est élevée à $ 350.000 environ, soit environ 1.750.000 francs. En y ajoutant les dépenses accessoires, telles que les expropriations et indemnités, la construction d'environ 3 kilomètres de voie ferrée, reliant le pont aux voies des chemins de fer de New-Brunswick et Inter-Colonial, etc...., la dépense totale n'a pas atteint $ 550.000, soit environ 2.750.000 francs.

Ce pont manque sans doute d'élégance, mais il doit être néanmoins considéré comme un *modèle d'économie* et, à maints égards, de *bonne construction*. La substitution de fers laminés aux profils composés est, en particulier, une disposition très recommandable et trop rarement usitée.

**ont de Kentucky et Indiana; (V.A.).** — Les premières études de ce pont (fig. 551) remontent à 1880. Mais par suite de circonstances diverses la construction en fut beaucoup retardée.

Le but poursuivi par la Compagnie qui se forma alors était, d'abord, de permettre à de nouvelles lignes de chemins de fer d'échapper à l'obligation d'utiliser l'ancien pont, dont la propriété avait passé, presque entièrement, aux mains du Pennsylvania R. R., et d'ouvrir en même temps, entre Louisville, Ky. et New-Albany, Ind., une voie au roulage, qui jusqu'alors avait été tributaire forcé des bacs à vapeur.

L'emplacement du pont, situé à l'extrémité des rapides qui ont nécessité la construction du canal de Portland à Louisville, est parfaitement choisi pour desservir facilement les deux villes. Il était d'ailleurs commandé par les convenances de la construction, car c'est le point le plus resserré de la rivière, et le peu de profondeur de l'eau a permis de fonder toutes les piles, sauf une, à l'air libre.

En revanche, c'est le point de l'Ohio où les crues atteignent leur plus grande amplitude : $20^{m},58$ en 1832, $21^{m},52$ en 1884. La loi exigeant d'ailleurs un espace libre d'au moins $12^{m},20$ au-dessus des plus hautes crues, et la navigation étant très importante en hautes eaux, il y avait tout avantage à recourir à de grandes travées, de système cantilever. La rivière est divisée, par une île, en deux bras convergents. Il en résulte que deux des piles sont biaises.

M. Mac Leod fut désigné comme Ingénieur en Chef, et M. Shaler Smith, en qualité d'Ingénieur-Conseil, dressa les projets du pont.

Les piles sont au nombre de neuf. Les deux piles extrêmes sont constituées chacune par deux cylindres en tôle, ayant un fruit de $\frac{1}{24}$, qui portent à leur base un couteau en fonte à section triangulaire. Le côté horizontal du triangle, qui mesure 23 centimètres, sert de base à un mur en brique de 33 centimètres d'épaisseur, qui double l'enveloppe sur toute la hauteur des piles. L'in-

térieur est rempli de béton, composé de 1 volume de ciment pour 2 volumes de sable et 6 volumes de pierre cassée.

Pour foncer les piles, on déblayait à l'intérieur. Quand les épuisements devenaient impuissants, le déblai se faisait à l'aide d'une drague à coquille (*clam-shell*), qui servait également à mettre en place le béton. Par suite de la nature mobile du terrain, com-



Fig. 551. — Pont de Kentucky et Indiana, pendant le montage.

posé de sable vert, les cylindres s'inclinèrent souvent, pendant le fonçage : on les redressait à l'aide de vérins.

Les autres piles sont en maçonnerie de grand appareil, en calcaire oolithique de Bedford. Les assises ont 95 centimètres de hauteur à la base, et un peu moins au sommet des piles.

Pour les fonder, on se servit des types les plus variés de coffres et de bâtardeaux : coffres en madriers de 5 centimètres ancrés au rocher; bâtardeaux à doubles parois en poutres de $0^m,30 \times 0^m,30$, remplis d'argile corroyée; fouilles blindées à l'aide de palplanches entourées de bourrelets d'argile; bâtardeaux en argile compris

entre deux enceintes de battages, etc.... Pour une pile seulement on eut recours à un caisson, parce que la saison faisait craindre des crues.

Les profondeurs étaient d'ailleurs insignifiantes : la plus grande épaisseur de sable traversée fut de 4m,60. Au-dessous se trouvait, à l'emplacement de la plupart des piles, une couche d'ardoise, ne dépassant pas 1m,20 d'épaisseur, qu'on débitait à la mine. En somme, hormis les ennuis inhérents à ce genre de fondation, à part de nombreuses interruptions par suite des crues et la perte d'un coffre, les fondations s'exécutèrent sans incident remarquable. L'entrepreneur avait dû abandonner le travail, qui s'acheva en régie, en avril 1885.

Le pont, d'après les dessins de M. Shaler Smith, devait comprendre : 1° un système cantilever de 5 travées (Linville), mesurant 79m,25, 147m,21, 109m,73, 146m,30 et 79m,25, une travée tournante (Pratt) de 112m,77 et une poutre libre (Linville) de 73m,15. Le système cantilever, à part le tablier et le contreventement, devait être en acier; le reste, en fer. Le pont comportait une voie de chemin de fer et deux voies charretières.

Mais la construction fut adjugée à MM. Charles Macdonald et Edward Hemberle, qui apportèrent au projet les modifications suivantes : le système triangulaire double et complexe fut substitué aux poutres Pratt et Linville, ce qui amena la suspension du tablier; les *travées suspendues* du système cantilever furent réduites de 73m,15 à 48m,77, en vue de faciliter le montage, les consoles libres étant allongées en conséquence; enfin une proportion importante d'acier fut introduite dans la construction des travées libre et tournante, le tablier et le contreventement de l'ouvrage entier demeurant en fer. MM. Kellogg & Maurice devaient exécuter le travail.

Mais à cette époque se produisit la fusion des Central Bridge Works, de la Delaware Bridge Co, et de l'entreprise Kellogg et Maurice, sous la raison sociale « Union Bridge Co. », qui exécuta la superstructure. L'acier fut fourni par la Cambria Iron Co, Carnegie Brothers & Co et la Pennsylvania Steel Co. La travée tournante fut exécutée par la New Jersey Steel and Iron Co, comme tâcheron.

Le montage se fit assez lentement, contrarié par les délais de fourniture de l'acier, et par les glaces. Commencé le 2 septembre 1885, il était seulement achevé le 10 avril 1886.

On avait dû interrompre plusieurs fois le travail, par suite de crues formant des embâcles qui menacèrent d'emporter les échafaudages. L'un même fut enlevé tout d'une pièce, pendant qu'on travaillait à le démonter, par le démarrage d'un champ de glace. Mais les ouvriers eurent le temps de s'enfuir. L'échafaudage descendit ainsi, debout, environ 3 kilomètres, puis il se disloqua et l'on put en sauver les cadres un à un.

Le montage en porte-à-faux des deux grandes travées fut remarquablement facilité par l'adoption de l'appareil d'ajustage fort ingénieux, à coins et à rouleaux (fig. 540-45), qui est devenu classique pour les ponts cantilevers. On enfonçait à bloc les coins inférieurs, et l'on donnait aux coins supérieurs une position telle que les deux moitiés de la travée suspendue fussent plus relevées qu'il n'était nécessaire. Il suffisait dès lors de soulager les écrous inférieurs pour modifier les diverses semelles de la quantité nécessaire à la fermeture. Le pont une fois monté, les rouleaux, chevilles et barres à œils auxiliaires étaient enlevés.

Le pont était achevé le 21 juin, et les voies carrossables furent aussitôt livrées à la circulation. Les épreuves eurent lieu le 15 juillet 1886.

M. Mace Moulton, qui fut chargé, sous les ordres de M. Mac Leod, de la direction des travaux pour le compte de la Kentucky & Indiana Bridge Co, a fait des observations très intéressantes sur les dilatations et les contractions qui se manifestent aux joints de glissement, sous l'influence des changements de température. La travée contrepoids, comprise entre les deux travées cantilevers, est fixe à une extrémité et mobile à l'autre sur un chariot, ce qui porte la longueur maxima comprise entre deux supports fixes à 256 mètres. La dilatation de cette partie se répartit sur les joints de glissement situés aux deux extrémités de la travée suspendue. M. Mace Moulton a constaté que si ces mouvements, qui dépassent 25 centimètres, se faisaient d'une manière perceptible à l'œil, ils étaient néanmoins irréguliers, saccadés, inégaux d'un joint à

l'autre et d'une ferme à l'autre, indiquant ainsi qu'il se produisait, sous l'influence des rayons solaires, des flexions et des torsions en tous sens, et que celles-ci étaient en outre contrariées par des grippements des appareils de dilatation. Ces constatations démontrent la nécessité, si l'on veut éviter les efforts secondaires, de placer sur les piles des chariots très sensibles, et de munir les joints de glissement d'emboîtements suffisamment longs, à surfaces parfaitement dressées, où même *polies*, et présentant un jeu aussi réduit que possible, en vue d'éviter les coincements.

Le pont est calculé pour une surcharge roulante comprenant : 1° un train pesant 3.333^k par mètre courant, précédé par deux locomotives « *consolidation* » pesant chacune 80 tonnes; 2° 1.790 kilogrammes par mètre courant, répartis sur les chaussées.

Les efforts maxima résultants sont additionnés, pour tenir compte de l'impact : dans les attaches et les étriers de suspension du tablier, de 100 °/₀; dans les barres à œils soutenant le tablier, de 50 °/₀; dans le tablier, de 25 °/₀.

Le travail maximum était limité par la formule de Launhardt:

$$u\left(1 + \frac{\text{effort minimum}}{2 \times \text{effort maximum}}\right)$$

dans laquelle u avait pour valeur : 1° en tension, pour l'acier, $9^k,8$, et pour le fer $7^k,2$ (barres), et $5^k,95$ (tôles ou profilés); 2° en compression : pour l'acier $9^k,1$, et pour le fer $5^k,25$, avec application des formules de Bouscaren.

L'acier devait être fabriqué sur sole; l'acier Bessemer était exclu.

Dans les membres de compression, les rouleaux, les chevilles, etc...., l'acier devait renfermer de 0,34 à 0,42 °/₀ de carbone, avec moins de 0,1 °/₀ de phosphore. La barre de 19 millimètres devait supporter sans altération l'enroulement de 180 degrés autour de son propre diamètre. Les constantes spécifiques minima devaient être : limite d'élasticité 35 kilogrammes, charge de rupture 56 kilogrammes, allongement 15 °/₀, striction 35 °/₀. L'acier ne devait pas prendre la trempe.

Pour les rivets et les barres à œils, ces conditions étaient modi-

fiées ainsi qu'il suit : teneur en carbone, au plus 0,25 %; limite d'élasticité (minimum) 28 kilogrammes; limite de résistance (minimum) 49 kilogrammes; allongement (minimum) 18 %; striction (minimum) 42 %. La barre de 19 millimètres devait être en outre pliée et repliée *au contact* sans signe d'altération.

Dans les essais en vraie grandeur, la limite d'élasticité devait être comprise entre $19^k,6$ et 21 kilogrammes.

Les trous de rivets devaient être fraisés; les bords cisaillés des tôles, affranchis sur $1^{mm},6$, etc....

D'importants essais furent d'ailleurs faits en vue d'étudier les effets du travail de l'acier.

Ce pont représente donc, en somme, un excellent spécimen de l'art américain à l'époque de sa construction, bien qu'il ne soit point à l'abri de toute critique.

Pont de Lachine (V. A.) — Ce pont (fig. 82), franchit le Saint-Laurent, à quatre kilomètres environ de Montréal, immédiatement en amont des rapides bien connus de Lachine; il comporte en outre une travée tournante sur le canal creusé pour les éviter.

Le pont comprend deux grandes travées marinières, dégageant $18^m,30$ au-dessus du niveau, très peu variable, du fleuve. Cette route n'est pourtant suivie que par les trains de bois ou par les vapeurs de plaisance, qui ont presque entièrement remplacé les canots des Indiens, et sur lesquels les touristes effectuent maintenant la descente classique — et inoffensive — des rapides.

Ces travées forment, avec les deux voisines, un système cantilever, qui présente une double particularité : il comporte, en effet, deux travées cantilevers accolées, qui ont nécessité, sur la pile centrale, un montage en double porte-à-faux, et dont les tronçons, une fois rejoints, ont été rivés ensemble, sans interposition d'aucun joint de dilatation.

L'ensemble de ces quatre travées constitue donc un genre à part : c'est, à la fois, un pont cantilever — quant à la répartition des efforts résultant du poids mort, — et une poutre continue sur quatre appuis — à l'égard des surcharges.

Les deux ouvertures centrales mesurent 124^m36 ; les deux latérales, 82 mètres. Le reste du pont comprend 8 travées de $73^m,15$. Toutes appartiennent au système Linville double. Il existe, en outre, sur la rive Nord, trois poutres pleines de $24^m,38$ et, sur le canal, une travée tournante, à profil triangulaire, de $71^m,62$. Cette travée, symétrique, — comme toujours en Amérique, — présente une disposition curieuse : la semelle supérieure repose sur deux pylones métalliques rigides, par l'intermédiaire de cadres oscillants. On a dû en outre rajouter, au Sud, une petite travée Pratt, qui n'était pas prévue au projet. La courbe élégante par laquelle les poutres se relèvent brusquement, pour franchir le chenal, est d'une idée heureuse et inédite[1]. Et l'on peut dire de ce pont qu'il ne dépare point trop le paysage des rives du Saint-Laurent, éloge que mériteraient peu de poutres métalliques.

Le pont donne passage à une voie du Canadian Pacific Ry.

Les fondations, par une profondeur d'eau comprise entre 6 mètres et 20 mètres, où le courant varie de 8 mètres à 11 mètres par seconde, ont été exécutées, suivant un procédé identique à celui que nous avons déjà décrit pour les ponts de Sault-Sainte-Marie et de Coteau, à l'aide de bâtardeaux sans fond. Mais, aux points où le courant était le plus violent, on a dû, en outre, pour en amortir l'effet, entourer les bâtardeaux d'une seconde enveloppe. Le béton employé dans les fondations renfermait 1 volume de ciment de Portland pour 1 volume de sable et 3 volumes de pierre cassée.

Nous avons eu, antérieurement, occasion de décrire la plupart des dispositions intéressantes du dessin (p. 206, 297). Il y a lieu toutefois de signaler la conjugaison des liens égaliseurs centraux, qui a pour but de leur assurer une position fixe. Cette disposition est la condamnation même du système des liens égaliseurs (voir p. 243-244). Les longerons sont des fers en I, laminés d'une pièce.

1. — Elle n'avait du moins pas encore reçu d'application, mais elle avait déjà été proposée par son auteur pour le pont du Storm King, sur l'Hudson, et était connue sous le nom de *cantilever volant* (*flying cantilever*)

La construction s'est faite sur échafaudages. Les travées marinières ont été construites en porte-à-faux, à l'aide, seulement, d'un petit échafaudage, entourant la pile centrale et destiné à donner à la partie centrale une stabilité suffisante. La jonction s'est faite sans difficulté, grâce aux sommiers ajustables dont nous avons déjà parlé (fig. 439-440). Les dessins de l'Atlas rendent mieux compte du travail qu'aucune description.

Le pont a été calculé pour résister — outre le poids mort — à une surcharge vive, comprenant un train pesant 4.464 kilogrammes par mètre courant, précédé de deux locomotives « *consolidation* » pesant chacune, tender compris, $88^{T},6$.

La pression du vent est évaluée à 146 kilogrammes par mètre carré des fermes et d'un train (cette partie étant considérée comme charge roulante). Cela équivaut à 225 kilogrammes par mètre carré quand les fermes sont lèges.

Le pont tout entier est en acier doux, de 42 kilogrammes de résistance limite. L'allongement spécifié pour les échantillons était de 18 °/₀ ; mais les barres achevées donnèrent des résultats aussi élevés.

L'acier, fabriqué par la Steel Co. of Scotland, au four Siemens, présenta une uniformité remarquable.

Les efforts spécifiques limites étaient les suivants : à la tension, $8^{k},4$ pour l'acier, $5^{k},6$ pour le fer;

A la compression, les efforts étaient limités par les formules de Bouscaren, avec 7 kilogrammes comme numérateur.

Le poids de métal entrant dans la superstructure est, exactement, le suivant :

3	travées	.... de	$24^{m}.38$	96.248^{k}, »	3.960.829^{k}, »
8	»	.... de	$73^{m},15$	$1.754.030^{k},82$	
2	»	.... de	82^{m}, »	$638.410^{k},26$	
2	»	.... de	$124^{m},36$	$1.245.458^{k},20$	
1	»	(tournante) de	$71^{m},62$	$226.682^{k},20$	

Les fondations furent adjugées à MM. Reid et Fleming, le 1er novembre 1884. Un délai de 13 mois leur était imparti pour achever ce travail, sous menace d'une pénalité de 200.000 francs

en cas de retard. Ils terminèrent les travaux, à leur honneur, avec 18 jours d'avance.

La superstructure fut exécutée par la Dominion Bridge Co.

La dépense totale s'est élevée à environ 6.250.000 francs ($ 1.250.000). Il est intéressant de rapprocher de ce chiffre le prix de revient du pont Victoria, qui avait coûté 35.000.000 de francs ($ 7.000.000)[1].

Le pont de Lachine est l'œuvre de M. Shaler Smith ; mais, étant déjà fort malade, il dut confier les calculs et la préparation des projets de détails à M. Frank D. Moore.

Le montage fut exécuté sous la direction de M. Phelps Johnson.

Les travaux furent exécutés sous le contrôle de M. P. A. Peterson, Ingénieur en Chef du Canadian Pacific Ry, avec qui nous les avons visités. M. Peterson avait d'ailleurs fait les études préliminaires, choisi l'emplacement et les ouvertures, et fait introduire dans le dessin certains détails intéressants : par exemple, l'utilisation des semelles comme garde-corps. C'est à M. Peterson, à M. Frank D. Moore et à la Dominion Bridge Co que nous devons les dessins et les photographies reproduits dans l'Atlas.

**ont de Poughkeepsie** ; (V. A.). — Les premiers projets de ce grand viaduc, sur l'Hudson, remontent à 1871, et deux piles en furent même construites de 1876 à 1878.

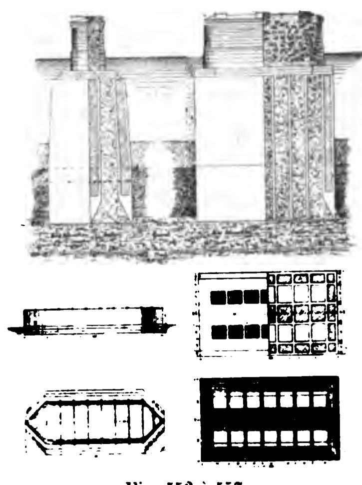
Mais ce n'est qu'en 1886 que l'affaire fut reprise par la Manhattan Bridge Building Co., qui traita avec l'Union Bridge Co. pour la construction complète de l'ouvrage.

1. — Les données comparées des deux ouvrages, sont les suivantes :

	PONT DE LACHINE	PONT VICTORIA
Longueur totale	$1.077^{m},47$	$2.009^{m},14$
Nombre de piles en rivière	12	24
Rapidité du courant	$12^{km},8$ $19^{km},2$	$3^{km},2$ à $12^{km},8$
Plus grande profondeur	$6^{m},10$ à $27^{m},50$	$6^{m},70$
Durée de la construction des piles	1 an	6 ans
Plus grande ouverture	$124^{m},36$	$100^{m},58$
Minimum des ouvertures	$73^{m},15$	$73^{m},94$
Poids total du métal	3.961^{T}	9.000^{T}
Mètres cubes de maçonnerie	8.425 m. c.	76.663 m. c.

Le pont primitif devait se composer, d'après la disposition préconisée par Eads, de travées indépendantes de 152^{m},40 d'ouverture. On y substitua le système cantilever. Les deux piles primitivement établies, et dont la description se trouve dans l'ouvrage de MM. Lavoinne et Pontzen, étant espacées de 160^{m},02 d'axe en axe, l'ouverture d'une des travées se trouvait ainsi fixée. On résolut d'en faire une travée *contrepoids*, et de composer le pont de deux travées contrepoids de 160^{m},02 de portée, alternant avec trois travées à consoles, dont les deux latérales mesurent 167^{m},04, et la troisième, centrale, 166^{m},42, ces ouvertures étant toutes mesurées d'axe en axe des supports. Le pont se termine par deux consoles de rive de 61^{m},27, suivies, sur chaque rive, par des viaducs d'accès de 1.120 mètres de longueur totale.

La *charte* fixant à 39^{m},62 la cote des points les plus bas, au-dessus des hautes eaux, la hauteur qu'il a fallu donner aux poutres pour franchir de semblables ouvertures en porte le niveau supérieur à 64^{m},62. La ligne a dû être établie, sur la rive ouest, en rampe de 41 millimètres. Dès lors, on a donné la même rampe aux viaducs d'accès.


Fig. 552 à 557
Fondations du Pont de Poughkeepsie.

Les travaux commencèrent, en octobre 1886, par la construction des ancrages, qui ont un parement de maçonnerie et un remplissage en béton. Les ancres sont faites d'un grillage de fortes poutres en I, relié, par des barres à œils, au palier des consoles de rive.

Le fond de la rivière est composé, jusqu'à 30 mètres au-dessous des hautes eaux, de couches variables de vase, d'argile et de sable fin. Au-dessous, se trouve un sable très résistant, puis du gravier, et enfin le rocher compact, à une profondeur à peu près uniforme de 43 mètres.

Les fondations furent faites par dragages, à l'aide de caissons ouverts en charpente (fig. 452-57). Ces caissons servent de base aux socles en maçonnerie, s'élevant de $9^m,14$ au-dessus de l'eau, qui supportent les tours, en acier, du viaduc, hautes de $30^m,50$.

Les caissons, ou plutôt les *cribs*, ont $18^m,28 \times 30^m,50$ de base, et une hauteur moyenne de $31^m,70$. Ils sont faits d'assises croisées de poutres de $0^m,30 \times 0^m,30$ de *white hemlock*, à part l'assise supérieure, qui est en chêne. Au-dessous, se trouve un couteau périphérique, formé d'un prisme triangulaire rectangle, en charpente massive, de 6 mètres de haut; un couteau de même hauteur relie les grands côtés en leurs milieux, divisant ainsi la base en deux rectangles de $9^m,14 \times 30^m50$. Les prismes latéraux ont $2^m,74$ de base; le prisme central, $4^m,88$.

L'espace intermédiaire est divisé en 14 puits, ou chambres de dragage, par 6 murs en charpente de $0^m,60$ d'épaisseur, formés de deux épaisseurs de poutres de $0^m,30 \times 0^m,30$, posées horizontalement.

Ces chambres ont $3^m,05 \times 3^m,66$ à la partie supérieure.

Sur les seuils des couteaux, reposent les *poches de chargement*, construites de la même manière. Toutes les cloisons vont d'une paroi à l'autre du crib; les bois ne sont toutefois pas entaillés aux intersections des cloisons intermédiaires; les cours longitudinaux et transversaux sont, alternativement, continus ou interrompus, pour se donner réciproquement passage. Les cours superposés sont reliés par des broches de $0^m,0254$, longues de $0^m,76$: il y en a 450 par assise. Ce nombre a été déterminé d'après la considération qu'une broche de $0^m,0254$, chassée dans un trou de $0^m,0238$, a une adhérence de $25^k,12$ par centimètre d'enfoncement.

Les cribs étaient construits sur cale, — et lancés, — ou sur la glace; dans les deux cas, on les achevait à flot, auprès d'un quai, jusqu'à ce que leur tirant d'eau atteignît à peu près la profondeur de la rivière. Ils étaient alors mis en place, ancrés, puis lestés avec du sable. Le lestage, la construction et les dragages marchaient alors de front. La surface des cribs s'arrête à 6 mètres au-dessous de l'eau. Au début du fonçage, les cribs descendaient sans difficulté, mais, après quelques mètres d'enfoncement, le frottement

latéral devenait considérable, et les descentes ne se produisaient plus que par à-coups : elles atteignaient jusqu'à 3 mètres. Néanmoins, le mouvement se faisait toujours doucement et sans choc. Mais le dragage était quelquefois en avance de plus de 9 mètres sur le fonçage.

Le cours supérieur de poutres forme tillac et couvre toute la surface des cribs, sauf les puits de dragage. Des poutres verticales étaient alors fixées aux angles des puits afin d'indiquer leur place pour l'achèvement des dragages sous l'eau (fig. 558). Ceux-ci



Fig. 558. — Pont de Poughkeepsie (Drague automatique et Caisson). (Transactions).

s'exécutaient, à la fin, avec de grandes précautions, pour ne pas dépasser le niveau voulu.

On *constata* que, quand le crib n'était pas d'aplomb, il fallait, pour le redresser, forcer les déblais du côté *le plus bas, dans les terrains durs,* et du côté *le plus haut, dans les terrains mous.*

La fig. 558 représente la drague employée.

Le béton était coulé à l'aide de caisses à déclenchement, de $0^{mc},766$. Le béton était fait dans un cylindre, incliné de 4 degrés sur l'horizon et tournant rapidement autour de son axe. On mettait en place 307 mètres cubes par journée de 10 heures.

Le béton s'arrête à $0^{m},60$ du sommet des poches. On achevait le remplissage avec de la pierre cassée, nivelée avec soin par des plongeurs.

Un caisson flottant (fig. 554-56) était alors amené à la marée, et lesté, à mer basse, de maçonnerie et de pierres, et il servait à

abriter la construction des maçonneries. Puis les parois en étaient démontées et enlevées.

Le parement des piles est, suivant l'usage, en pierres de taille, avec remplissage en béton mêlé de grosses pierres; 96 mètres cubes de maçonnerie étaient ainsi exécutés chaque jour. Le béton des cribs est fait de ciment américain ; dans les piles, le Portland est seul employé, à raison d'un volume de ciment pour 2 de sable, dans les mortiers, et d'un baril et demi par yard cube (0^{mc},766) dans le béton.

Une des piles anciennes s'élevait de 6 mètres au-dessus de l'eau. Mais, la maçonnerie en étant trop étroite, on la coiffa d'un bâtardeau et on la démolit jusqu'à une cote suffisante; puis on l'enveloppa d'une masse de béton, qui servit de base aux maçonneries.

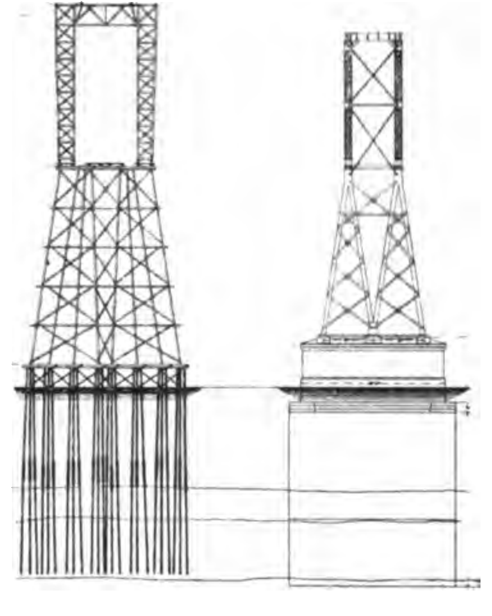
Il restait deux autres cribs anciens. L'un était en place, mais insuffisamment foncé : on dut changer les bois supérieurs avant d'achever le fonçage. L'autre était depuis 9 ans à flot, et les bois supérieurs durent aussi être changés. On éprouva de grandes difficultés pour le mettre en place. On se servait d'ancres, formées de cribs cubiques de 1^m,80 de côté, contenant 6^{mc},128 d'enrochements. Au début, on crut pouvoir se contenter de 3 ancres en amont, 3 en aval, et 2 de chaque bord. Au moment où l'on se disposa à mettre le crib 4 en place, on était en pleine crue de printemps. Les crues, sur l'Hudson, en ce point, n'ont guère plus d'amplitude que la marée (1^m,50), mais elles atteignent quelquefois un débit suffisant pour supprimer presque entièrement le flot, et donner, au jusant, un courant qui attteint 5.600^m à l'heure.

Lorsqu'on voulut mettre le caisson en place, on manqua l'étale; le crib fut pris par le jusant et dériva sur près de 5 kilomètres, entraînant quatre remorqueurs et une ancre. Au flot, on put le ramener à l'abri de la pile 3. A quelques jours de là, on fit une nouvelle tentative, mais, à diverses reprises, les câbles se rompirent ou les ancres chassèrent, et il fallut près de deux semaines d'efforts, 8 ancres en amont, 9 sur les côtés et 3 en aval, avec une tension de 10 tonnes sur chaque câble, pour arriver à le retenir. Mais on dut augmenter encore le nombre des attaches pour le

fixer définitivement, et M. O' Rourke évalue à 1.000 tonnes l'effort total finalement développé dans les câbles.

Toutes les opérations étaient faites à l'aide des puissants treuils à vapeur, à nombreuses poupées indépendantes, usités par les constructeurs américains.

La hauteur totale du crib était égale à la profondeur de la rivière (18m,22); mais il émergeait de 1m,22. Les câbles devaient avoir une inclinaison d'un huitième pour éviter le dérapage; il en fallut 5 kilomètres. Cet exemple peut inspirer d'utiles réflexions aux ingénieurs qui projettent de descendre, pour les fondations du pont sur la Manche, des caissons de dimensions beaucoup plus considérables par 50 mètres de profondeur et malgré un courant de 6 nœuds, des marées dépassant 6m,00, et les tempêtes.



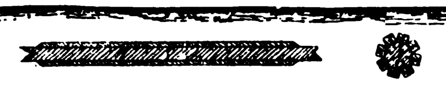


Fig. 559 à 562.

Pont de Poughkeepsie : Echafaudage et chariot de montage. — Coupe transversale du viaduc. — Eclissage des pieux.

A part cet incident, les fondations s'effectuèrent très régulièrement, à l'allure de 0m,90 par jour, — dragages, lestage et maçonneries compris.

Le montage des travées contrepoids nécessita la construction d'immenses échafaudages (fig. 559) reposant sur des pieux en pitchpin de 40 mètres de longueur. Chaque cadre repose sur 24 pieux, et il y a 22 cadres. Les pieux sont faits en deux longueurs; au voisinage du joint, ils sont dressés suivant une section octogo-

nale de $0^m,30$ de diamètre (fig. 561-62), sur les faces de laquelle s'appliquent des éclisses de $0^m,10 \times 0^m,13 \times 6^m,10$, fixées à l'aide de pointes de batelier de $0^m,20$. Ces pieux étaient battus avec un mouton de 6.500 kilogrammes, ayant $1^m,22$ de chute. Quand on arrêtait le battage, les pieux descendaient, à chaque coup, de $0^m,30$. Mais quand on les battait à nouveau, pour les retirer, les premiers coups n'avaient aucune action.

Les pieux étaient groupés par trois pour chaque montant de l'échafaudage (fig. 559). Celui-ci portait quatre voies. Les deux voies extérieures, de $2^m,44$, supportaient le chariot de montage. Entre elles, se trouvait une voie de $5^m,79$ qui servait au roulement d'un chariot, — supportant une riveuse hydraulique, — entre les jambes duquel la quatrième voie permettait d'amener les matériaux.

Le chariot de montage avait 29 mètres de haut, et devait manœuvrer des pièces pesant jusqu'à 20 tonnes. La riveuse se composait d'une machine à vapeur comprimant de l'eau sous un plongeur dûment chargé, qui actionnait les mâchoires de deux riveuses, suspendues à une sorte de pont tournant et qui pouvaient s'ajuster également en hauteur et en direction.

Les tours, en acier, étaient d'abord montées, puis l'échafaudage, — et, sur l'échafaudage, les semelles inférieures, en commençant par l'extrémité fixe, et, enfin, le réseau, en commençant par le milieu de la travée.

Les consoles étaient montées à l'aide de chariots de moindres dimensions, roulant sur le tablier et analogues à ceux de Niagara.

Le montage de ces travées, à l'aide d'ajustages à coins et à rouleaux, se fit sans difficulté.

Nous avons déjà fait maintes allusions aux dispositions de ce viaduc, dont un grand nombre ne se rencontrent point ailleurs. Le dessin des consoles, notamment, est unique en Amérique. Il est très économique et n'a qu'un inconvénient, celui de nécessiter l'emploi de membres très volumineux.

Les tours sont aussi d'un modèle unique. On a voulu leur donner une stabilité latérale considérable, en raison de la hauteur des poutres et de la grande surface exposée. Ce résultat est par-

faitement atteint, car la convergence des paires d'arbalétriers dont elles se composent y supprime théoriquement tout effort de flexion, sauf le moment insignifiant dû à la pression du vent sur leur surface.

Le contreventement des tours, comme celui de la base des poutres, est d'ailleurs entièrement rivé.

Les travées contrepoids sont fixées à une extrémité, et mobiles, à l'autre, sur des chariots portés par la tour. Il en résultait, pour l'ancrage de l'extrémité mobile sur la tour correspondante, une difficulté qui a été fort habilement résolue. En ces points, les barres inférieures du contreventement transversal des fermes sont articulées directement avec les tours, au-dessous des chariots de dilatation (fig. 560). La fixité de l'axe de la travée se trouve ainsi rigoureusement maintenue.

Il a d'ailleurs été tenu compte, dans l'établissement des tours, des déplacements longitudinaux du point d'application de la charge, par suite de la dilatation.

Le viaduc, qui est à double voie, pèse 12.200^{k} par mètre courant, tablier compris, et 10.862^{k}, déduction faite des rails, traverses et garde-corps.

Il a coûté en tout $ 2.600.000 soit 13.000.000 de francs. Le prix de revient est donc de $ 2.787 (13.936^{f},00) par mètre courant ou 6.968^{f},00 par mètre courant de simple voie.

Ce magnifique ouvrage, dont les travaux furent exécutés sous la direction de M. l'Ingénieur en Chef O' Rourke, est l'un des principaux chefs-d'œuvre de l'Union Bridge Co, et il n'en est guère qui mette mieux en lumière les qualités distinctives de la construction américaine, qui atteint aux plus formidables résultats par les procédés les plus simples. Ainsi le réseau *primaire* des consoles en porte-à-faux, de 47^{m},50 de portée, se compose, en tout, de trois *triangles*, formant *deux panneaux*.

C'est à l'Union Bridge Co., et en particulier à M. C. Macdonald, que nous devons les dessins reproduits dans l'Atlas.

ont sur le Kanawha River; (V. A.).** — Ce pont, qui franchit la rivière Kanawha à Point Pleasant, supporte la voie de l'Ohio River Valley R. R. Il comprend deux travées latérales de $73^{m},15$, et une travée centrale de $146^{m},30$, dont la travée suspendue occupe le tiers ($48^{m},77$).

La hauteur des poutres sur les appuis est de $13^{m},41$; aux extrémités des consoles et au centre du pont, elle est de $7^{m},32$. Les tours, en béton, ont $19^{m},81$ de hauteur; les ancrages, également en béton, ont environ 10 mètres de hauteur. De part et d'autre, sont des viaducs d'accès métalliques.

Ce pont, qui a été construit par l'Union Bridge Co, sur ses propres projets, présente un dessin absolument remarquable, joignant, — chose rare, — l'économie à l'élégance. Le rôle double des travées d'ancrage y est parfaitement mis en lumière, comme dans quelques anciens ponts tournants. Le cheminement des efforts vers les appuis est ainsi beaucoup plus direct que dans les dessins ordinaires des consoles de rive.

Le pont est proportionné pour une surcharge composée de deux locomotives « *consolidation* » pesant 155.268 kilogrammes et de $32^{m},92$ d'empattement total, suivies d'un train pesant 4.464 kilogrammes par mètre courant.

La pression du vent est évaluée, comme d'habitude, à 146^{k} par mètre carré de surface exposée du train et des poutres, la pression sur le pont étant considérée comme charge roulante.

Le pont est en acier et pèse environ 900 tonnes.

Le montage, confié à William Baird, s'est fait à l'aide du système usuel de coins et de rouleaux; mais, contrairement à l'usage, depuis général, on laissa d'abord les extrémités en porte-à-faux fléchir au-dessous de leur position définitive, et on les releva, par la manœuvre des coins, de la quantité nécessaire pour fermer la travée.

Le pont était achevé en mai 1888.

**iaduc sur le Kentucky, à Tyrone; (V. A.).** — La branche du Louisville Southern Ry, qui aboutit à Lexington, franchit le Kentucky River à Tyrone, sur un viaduc de 487 mètres de longueur, dont la partie centrale est constituée par un système cantilever (fig. 563).

Ce système, qui a une longueur totale de 304^m,19, comprend deux travées latérales de 63^m,40 et une travée centrale de 158^m,50 de portée franche, dont la travée suspendue occupe la moitié (79^m,25).

De centre en centre des tours, l'ouverture est de 167^m,95.

Les tours, en métal, reposent sur des pylones cylindriques, à enveloppe métallique, au nombre de 4 par tour. Elles mesurent 41^m,14 du socle au chapeau, et les poutres ont en outre 18^{m}29 de hauteur. Les rails se trouvent ainsi à 60 mètres au dessus des hautes eaux, et à 71 mètres au-dessus des basses eaux.

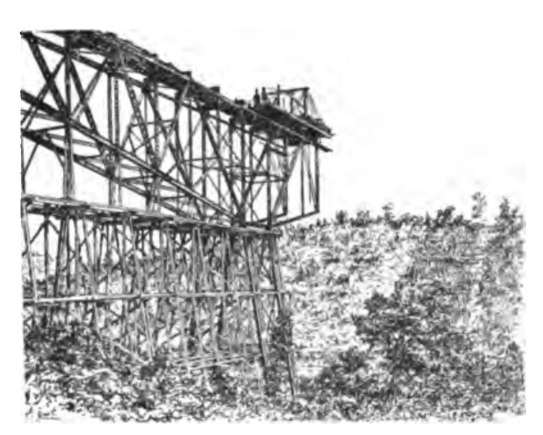


Fig. 563. — Montage du Viaduc de Tyrone (D'après l'Engineering News).

De part et d'autre, s'étendent des viaducs du type ordinaire, — à travées et tours alternées de 9^m,15 — qui mesurent respectivement 118^m,87 et 64^m,01 de longueur.

Ce grand viaduc est remarquable à beaucoup d'égards : d'abord les poutres hybrides qui le composent sont entièrement de système simple (Pratt) ou complexe (triangulaire); les parties des semelles sujettes à des renversements d'efforts ne renferment point de barres à œils; les contreventements latéraux sont rivés. Les consoles de rive reposent sur les tours d'ancrage par des maillons ; mais la transmission des efforts latéraux, de ces con-

soles aux tours, se fait à l'aide de diagonales reliant directement les unes aux autres, suivant la disposition décrite pour le pont de Poughkeepsie. En raison du poids de ces tours, les ancrages, à la base, sont réduits à un massif de dimensions minimes. Enfin toute la construction est en acier.

Le poids mort *total* du système cantilever, tours non comprises, est d'environ 564.776k dont 290.560k pour la travée centrale.

La surcharge vive comprend deux machines de 80 tonnes, suivies d'un train pesant 4.464k par mètre courant. La presssion du vent a été évaluée, pour le contreventement supérieur, à 804k par mètre courant et, pour le contreventement inférieur, à 313k par mètre courant.

Les fondations furent exécutées d'après le projet et sous la direction de M. John Mac Leod, Ingénieur en Chef du chemin de fer, et confiées à Hopkins et Co.

Les dessins du pont furent, au contraire, préparés par l'Union Bridge Co, chargée de la construction.

Les matériaux étaient amenés par eau. On comptait donc commencer les travaux par le montage de la partie cantilever. Mais, les fondations étant en retard, on dut exécuter d'abord les viaducs, ce qui se fit, comme d'habitude, à l'aide de chariots surplombants. Puis on établit les échafaudages des consoles de rive en *deux étages*, comme à Niagara, l'un terminé horizontalement au niveau du sommet des tours, l'autre épousant la forme des consoles. Mais, au lieu de faire rouler le chariot sur le tablier, on se servit d'un chariot ordinaire, en forme de portique, roulant sur le premier étage des échafaudages. Les consoles en porte-à-faux étaient construites à l'aide d'un chariot en surplomb, les membres étant hissés directement des chalands amarrés dans la rivière. On construisait chaque console en partant des tours.

La fermeture de la travée suspendue s'exécuta dans des conditions remarquables.

Avant de la monter, on avait mesuré, à l'aide d'une ligne, la distance des consoles. On calcula alors la position à donner aux coins, afin que la semelle inférieure croisât légèrement, tandis

que la semelle supérieure ne joindrait pas complètement. Ces conditions se trouvèrent si bien réalisées, que l'on put insérer la cheville inférieure, sans toucher aux coins, en soulevant légèrement les barres : cette opération ne demanda que 15 minutes. Quant au joint de la semelle supérieure, il bâillait de $0^{m},037$. Il suffit alors de soulager les coins, et la jonction se fit immédiatement.

Le montage était exécuté par les Baird Brothers.

Les tableaux ci-après rendent compte de la durée de la construction.

		OUEST	EST
Fondations	commencées le	20 février 1889	
	finies le	29 juin	
Montage du viaduc d'accès	commencé le	3 juin	18 juillet
	fini le	11 juin	23 juillet
Tour	commencée le	24 juin	31 juillet
	finie le	28 juin	4 août
Console de rive	commencée le	10 juillet	7 août
	finie le	19 juillet	13 août
Console en porte-à-faux	commencée le	29 juillet	15 août
	finie le	2 août	17 août
Travée suspendue	commencée le	2 août	17 août
	finie le	5 août	19 août

On remarque que le montage de l'Ouest fut beaucoup plus lent. Cela tient d'abord à ce que les fondations n'étaient point achevées, ni le chantier libre; d'autre part, on se servit d'anciens chariots de Poughkeepsie, qu'il fallut modifier. Pour le montage de l'Est, au contraire, le chantier était libre, le matériel prêt, et les hommes entraînés. Il y eut d'assez nombreux accidents, mais aucun mortel.

Ce qui prit le plus de temps, ce fut la construction des échafaudages et des chariots. Sous chaque console de rive, on fit usage

de 670^{mc} de charpente. Il y avait quatre treuils à vapeur, et de 65 à 135 hommes employés au montage.

Fondations comprises, la construction du pont ne prit que 7 mois.

La Compagnie du chemin de fer était tenue, pour ne point perdre la souscription de la ville de Lexington, de faire circuler un train sur la ligne avant le 30 août 1889. L'Union Bridge Co. s'engaga à livrer le pont, achevé, pour le 25, et tint son engagement, avec 24 heures d'avance. La durée totale de la construction aux ateliers et du montage n'avait été que de six mois. Il est juste d'ajouter, d'ailleurs, que l'Union Bridge Co, tout en gardant pour elle la fabrication exclusive des barres à œils, avait recédé aux Détroit Bridge & Iron Works une grande partie du travail de construction.



iaduc de Verrugas; (V. A.). — Le chemin de fer de Lima à Oroya, au Pérou, avait nécessité, en 1872, la construction d'un grand viaduc, qui est décrit dans l'ouvrage de MM. Lavoinne et Pontzen. Ce viaduc (fig. 564), dont les projets avaient été préparés par M. W. W. Evans, comprenait quatre travées Fink — trois de 30^m,50 et une de 38^m,10 — supportées par trois tours, de 44^m,50, 76^m,20 et 54^m,55 de hauteur; chaque tour se composait de 12 colonnes Phœnix, contreventées en tous sens.

La pile centrale mesurait 4^m,57 × 15^m,24 au sommet, et 17^m,37 × 15^m,24 à la base. Elle reposait sur une fondation en maçonnerie, occupant la moitié du fond du ravin. En mars 1889, à la suite de pluies abondantes, les eaux débordées minèrent ces fondations, et la tour s'effondra avec les deux travées adjacentes.

L'ouvrage que nous décrivons a été construit, en 1890, pour remplacer ce viaduc, par l'ancien Ingénieur Résident des premiers travaux, M. L. L. Buck.

Le nouveau viaduc est cantilever, du système Pratt, et les tours reposent sur les gradins pratiqués sur les flancs de la vallée pour les fondations des anciennes tours latérales; elles ne craignent donc rien des eaux.

L'ouvrage a une longueur totale de 175^m,26, et comprend deux travées latérales de 42^m,67 et une travée centrale de 71^m,62; la travée suspendue en occupe un peu moins que la moitié (32 mètres). Les poutres ont une hauteur de 9^m,08 sur les tours, et de 4^m,54 aux extrémités. Le pont mesure 5^m,18 entre fermes et porte une voie de chemin de fer. Les tours ont 4^m,15 $\times$ 5^m,18 au sommet et, respectivement, 37^m,18 et 43^m,43 de hauteur. La plus

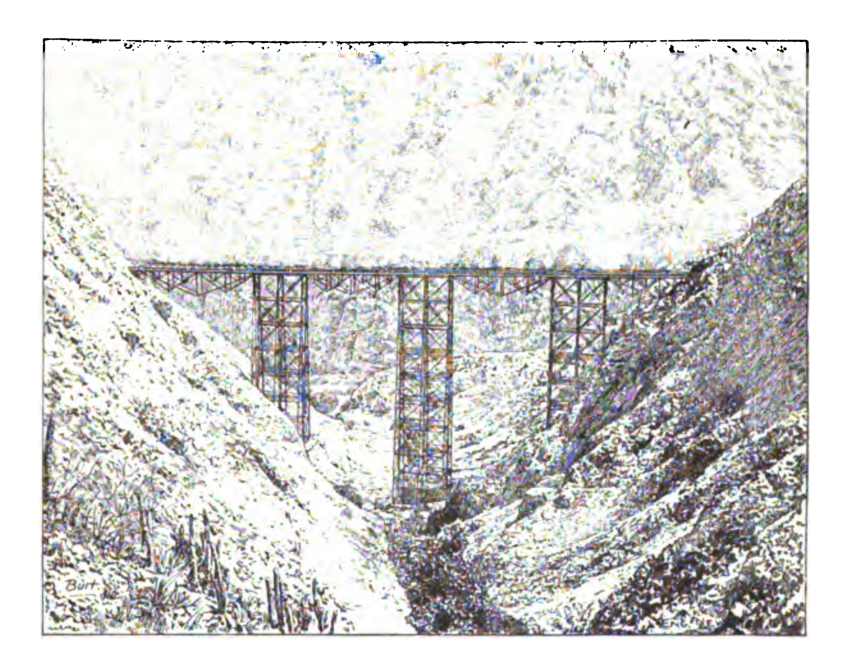


Fig. 564. — Ancien viaduc de Verrugas (d'après l'Engineering News).

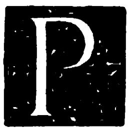
grande distance verticale des rails au fond de la vallée est de 76^m,20. Les consoles de rive étant très longues, les ancrages n'ont que de faibles dimensions. L'ouvrage est tout entier en rampe de 3 centimètres.

Le dessin présente quelques particularités recommandables (fig. 546-548) : d'abord, les segments successifs de la semelle inférieure sont effectivement *articulés* aux points de brisure situés sur les tours. Pour que le jeu de ces articulations ne puisse devenir dangereux, il est limité à la quantité nécessaire, par des faces d'arrêt

portées par le palier. L'articulation de la semelle comprimée ne peut ainsi présenter aucun inconvénient, et c'est la seule disposition rationnelle, lorsque la poutre ne repose pas sur les tours par une cheville unique. En second lieu, les maillons, par lesquels chaque ferme des consoles de rives repose sur le palier correspondant de l'ancrage, sont renforcés, et réunis en un membre unique, à l'aide d'épaisses plaques fondues, auxquelles ils sont rivés. Cette précaution est excellente et devrait toujours être adoptée, toutes les fois que la console de rive peut *peser* sur les ancrages. Les organes devaient avoir des dimensions limitées, en raison de la difficulté des transports : c'est ce qui excuse la brièveté des panneaux et le peu de hauteur des consoles, à leur base.

La construction fut confiée, en avril 1890, à la New-Jersey Steel & Iron Co. Une équipe de riveurs fut envoyée d'Amérique; pour les manœuvres, on se servit de marins du pays. Les travaux commencèrent en juillet 1890; ils étaient achevés le 1er janvier 1891.

Les ingénieurs qui surveillèrent le travail furent M. A. D. Riffle, Assistant de M. Buck, et M. P. A. Fraser, représentant MM. Grace Bros, de New-York, fermiers de la ligne de chemin de fer.


ont de Red Rock ou des Aiguilles; (V. A.). — L'Atlantic and Pacific R. R., dont la construction date de 1883, franchit le Colorado à la limite de l'Arizona et de la Californie, en un point où s'est élevé depuis le village de Needles (les Aiguilles). Ce pays tire son nom du voisinage d'une chaîne volcanique très dentelée, dans laquelle la rivière s'est ouvert un de ces défilés à parois abruptes qui portent, en Amérique, le nom de Cañons — le Mohave ou Needles Cañon.

Le Colorado, qui prend sa source dans le Wyoming, a un bassin versant de 596.000 kilomètres carrés, dont la majeure partie est montagneuse. La rivière traverse ensuite un désert où il ne pleut jamais, sauf pendant les orages, qui sont très violents. La majeure partie des affluents qui naissent sur le versant ouest des Montagnes Rocheuses, ont un régime semblable. Ces conditions font du Colorado le type le plus achevé de la rivière torrentielle.

La vitesse moyenne du courant, au site du pont, dépasse 8 kilomètres à l'heure. Le débit de la rivière, qui varie de 3.830 mètres cubes à 383.000 mètres cubes par seconde, est, en moyenne, de 38.300 mètres cubes. Ses eaux tiennent en suspension, par centimètre cube, 7 milligrammes de poussières tellement ténues qu'il faut des jours pour en obtenir le dépôt complet.

Si, aux 122.560 mètres cubes[1] de matières solides ainsi charriées, *en un jour*, par les eaux de ce fleuve, on ajoute les matériaux plus denses — sable, gravier, galets et même blocs énormes, — qu'il entraîne dans son cours, on se rendra compte de sa terrible puissance de destruction.

La vallée, en amont du Needles Cañon, n'est guère élevée que de $3^m,60$ à 6 mètres au-dessus du niveau moyen des eaux, et la rivière s'y fraie, presque à chaque crue, un lit nouveau. Aussi la ligne primitivement construite, qui suivait le fond de la vallée sur une douzaine de kilomètres de longueur avant de la franchir sur un pont à niveau peu élevé, comportant une travée tournante, était-elle exposée à un danger constant, non seulement du fait des grandes crues causées par la fonte des neiges, mais aussi des crues de moindre importance qui se produisent en tout temps, — sans qu'on puisse les prévoir, dans ces régions absolument désertes, en raison de l'éloignement des causes qui les amènent.

Aussi, en 1888, la Compagnie dut-elle songer à relever le profil de sa ligne sur les flancs de la vallée, et à modifier la traversée du fleuve en construisant un viaduc élevé, à grandes ouvertures.

Différents ingénieurs furent chargés des études préliminaires, du tracé et des sondages. Mais ceux-ci auraient nécessité un matériel important. La Compagnie en fit l'économie, fort mal à propos, en se fiant à des sondages anciens. Et l'on décida de construire un pont comprenant deux travées indépendantes de $123^m,45$ chacune.

Des traités furent passés avec Sooy Smith & Co pour les fondations, et avec la Phœnix Bridge Co. pour la superstructure.

1. — Ces chiffres, établis par M. l'Ingénieur en Chef W. K. Drake, en 1881, semblent, d'après des évaluations plus récentes, au-dessous de la réalité.

Au moment de commencer les travaux, on chargea un spécialiste de faire des sondages en vue de la fondation des piles. Ils révélèrent des conditions tellement différentes de celles prévues qu'on dut résilier les contrats. Ce qu'on avait pris pour le rocher solide n'était, en fait, qu'un lit de blocs roulés. D'après les nouveaux sondages, le roc ne se rencontrait que 12 mètres plus bas. Mais on ne sut point profiter de cette leçon; la précipitation des entrepreneurs, en vue d'enlever le marché, ne leur permit pas de se garer de l'erreur de leurs devanciers. En quatre jours, le projet d'un pont cantilever était entièrement dressé, à la fois par MM. W. A. Burr à Phœnixville, et J. A. L. Waddell à Albuquerque, et la Phœnix Bridge Co soumissionnait pour son exécution, pendant que le *spécialiste* achevait, en toute hâte, des sondages « *soignés* » à l'emplacement de la seule pile en rivière, dont le fonçage était, à nouveau, confié à Sooy Smith (janvier 1889).

Un caisson de $8^m,53 \times 17^m,50$ fut bâti en place, à l'abri d'un écran, et le fonçage commença, tandis que l'on poussait le travail aux usines. Le 16 mars suivant, une grande partie du métal manufacturé était déjà sur le chantier, et l'on comptait achever le pont avant la crue de juin 1889, quand le caisson atteignit la cote indiquée pour le fond de rocher.

Seulement il n'y avait *point de rocher,* — mais un lit compact de blocs roulés, — et, à l'aide d'un sondage sommaire, on retrouvait plus bas du gravier et des blocs.

Il devenait nécessaire de recourir à un caisson beaucoup plus grand, en raison de la profondeur à atteindre; les travaux furent donc complètement suspendus, sur le chantier et à l'usine, et, après avoir fait sauter l'ancien caisson et enlevé les débris, on recommença de nouveaux sondages.

Les premiers sondages, exécutés à l'aide de fleurets de 50 et de 76 millimètres, et d'une pompe à bras, ne purent dépasser 20 mètres de profondeur. On dut alors recourir à une pompe à vapeur, et l'on reprit le travail avec des fleurets de 76 millimètres munis de gaines en fer étiré. Quand la descente devenait impossible, on continuait, à l'intérieur, à l'aide de fleurets de 50 millimètres, munis de leurs gaines. Lorsque le fleuret

de 50 millimètres ou sa gaine cédaient, on reprenait le fleuret de 76 millimètres, et l'on put ainsi traverser, petit à petit, une couche très dure de blocs roulés, agrégés en conglomérat par un ciment siliceux. La pompe faisait remonter des fragments très nets de quartz, de gneiss, de porphyre, de trapp et de roches volcaniques variées, mêlés de sable. Enfin, à la cote $24^m,60$, le sable cessa et l'eau ne remonta plus que des fragments de brèche rouge, identique à celle des affleurements superficiels des deux rives. D'autres sondages furent exécutés aux environs, et l'on put ainsi déterminer exactement la cote du rocher. A chaque fois, on descendait le trou d'au moins 30 centimètres dans le roc solide.

Ces sondages, exécutés dans les conditions les plus difficiles, — au milieu d'un fleuve à courant violent, à travers des blocs roulés des roches les plus dures, dont les surfaces arrondies, polies par l'usure, faisaient dévier les outils plutôt que de se laisser entamer, — peuvent être d'un utile exemple, car on ne parvint à une marche régulière qu'après nombre d'essais infructueux. On trouva ainsi : 1° qu'une pression de $0^k,84$ à $1^k,4$ par centimètre carré était la plus convenable pour l'eau, car une pression supérieure ramenait une telle abondance de sable et de débris, qu'il en résultait des coincements de la tige; 2° qu'il était nécessaire de changer l'outil et de resserrer toutes les attaches de la tige de 5 en 5 heures, sous peine de ruptures obligeant à un repêchage difficile.

Le nouveau caisson, qui mesure $9^m,14 \times 18^m,45$, fut mis en place au milieu de novembre 1889. Le fonçage marcha régulièrement, sans déplacements de plus de 10 à 12 centimètres.

Le rocher rencontré était très dur et l'on reconnut qu'on pouvait, sans danger, s'arrêter dans le conglomérat, dont la formation était très ancienne. Mais le caisson se coinça à peu de distance de cette couche, et il fut impossible de le faire descendre davantage.

Le type *ancien* du caisson peut être, en partie, rendu responsable de cet accident, en raison de la perte de poids qu'il subit dans l'eau. On était, en effet, obligé de supprimer complètement la pression pour obtenir les descentes.

On déblaya donc, sous le couteau, de 60 centimètres à 80 cen-

timètres, et l'on cala, par précaution, tout le pourtour à l'aide de sacs de béton. On prolongea alors, sur toute la surface intérieure, la fouille jusqu'au terrain solide. Le remplissage fut terminé le 11 février 1890. La dépense du fonçage avait varié de 1.300 francs à 2.150 francs par pied ($0^m,305$) d'enfoncement.

Les piles sont en maçonnerie de grès rouge. Les ancrages sont en béton.

Pour la fabrication du béton, on se servit, à la fin, d'une bétonnière Sooy Smith perfectionnée (fig. 565), qui débitait 115 mètres cubes par jour. Le sable, le ciment (Portland anglais) et la pierre étaient mesurés automatiquement par des norias, à raison de 4 volumes de ciment pour 13 volumes de sable et 16 de pierre cassée[1]. Le béton est d'ailleurs mélangé d'un égal volume de *pierres « à un homme » (one-man stones)*, sauf dans le remplissage des piles. Afin d'éviter la production de fissures par le retrait, le béton renfermait le minimum strictement nécessaire d'eau : l'eau ne devait pas *paraître* après pilonnage. Des essais très soignés furent faits pour les ciments, et l'on reconnut que, suivant le sable employé, la résistance des briquettes variait de 30 °/₀. Aussi n'hésita-t-on point à faire venir, pour la construction du pont, de 60 kilomètres de distance, un gros sable quartzeux qui donnait, aux essais, $36^k,75$ par centimètre carré, à 30 jours, — tandis qu'on eût pu trouver, en abondance, du sable ordinaire au voisinage immédiat du pont.

Nous n'insisterons point sur le dessin du pont, qui est donné en détails dans l'Atlas. Nous ferons seulement remarquer les proportions, exceptionnelles jusqu'alors, des diverses travées : les consoles de rive et en porte-à-faux sont égales ; la travée suspendue est de longueur double, et occupe ainsi la moitié de l'ouverture centrale. Il résulte de ces dispositions qu'il ne peut se produire de renversements d'efforts dans la console de rive, et que le pont a une grande raideur, mais que, d'autre part, certaines sections de la travée suspendue ont dû être augmentées pour résister aux efforts de montage, soit, — dans les membres étendus, — à l'aide

1. — Voir p. 390-91.

de tringles provisoires à étriers ajustables, soit même, — dans les membres comprimés, — par un renforcement du profil. Le chariot de montage pesait d'ailleurs, à lui seul, 110 tonnes.

Dans les consoles, le tablier étant situé au voisinage de la fibre neutre, les longerons sont rivés aux pièces de pont. Ils sont, au contraire, seulement *supportés* par celles-ci dans la travée suspendue.

La cambrure est calculée de telle sorte que les membres devaient reprendre leur longueur théorique sous le maximum de charge.



Fig. 565. — Bétonnière automatique Sooy Smith
(Pont de Red Rock).

Il en résulta qu'au nœud situé au milieu de la semelle inférieure des consoles en porte-à-faux la cheville ne put être mise en place que lorsque la console fut achevée.

L'ajustage de la *travée suspendue* se fit, suivant l'usage, à l'aide de coins. Mais, en raison du poids de cette travée, qui diffère peu de celles du pont de Forth, on dut remplacer les rouleaux par des surfaces planes, polies. Les coins étaient manœuvrés, suivant l'usage, à l'aide de vis. Ils étaient chassés à fond avant le montage, pour plus de facilité. En raison de la température élevée, et de la durée du montage, on substitua à la graisse, entre les par-

ties frottantes, une pâte de plombagine, renfermant le minimum nécessaire de suif, qui donna d'excellents résultats.

Lorsque les deux demi-travées se rencontrèrent, ayant chacune un porte-à-faux de 101^{m},50, les œils des barres inférieures croisaient de 13 centimètres. On dégagea alors les coins et ils fonctionnèrent immédiatement, bien que l'une des demi-travées fût achevée depuis plus d'un mois; et l'on ferma sans peine la travée.

Le lendemain même, l'ancien pont était emporté par une crue.

Les calculs tiennent compte des charges suivantes :

1° *Surcharge vive* : deux machines pesant chacune, tender compris, 84^{t},6 dont 41^{t},4 concentrées sur une longueur de 5^{m},80, et suivies par un train pesant 4.464^{k} par mètre courant.

2° *Charge morte* : voie 670^{k} par mètre courant; tablier métallique 670^{k}; fermes de 4.746^{k} à 6.100^{k} dans les consoles, et 2.306^{k} dans la travée suspendue.

3° *Vent* : 146^{k} par mètre carré de surface exposée d'un train continu et des deux fermes.

Les efforts spécifiques sont un peu inférieurs à ceux généralement admis par la Phœnix Bridge Co, bien que le pont soit construit d'après le cahier des charges type de cette compagnie.

Voici les principaux :

Tension : Barres d'acier et suspendeurs verticaux, 6^{k},44.
Réseau et semelles, $6^{k},58 \left(1 + \frac{\text{effort minimum}}{\text{effort maximum}}\right)$

Membres de compression articulés : $\dfrac{6^{k},81}{1 + \dfrac{l^2}{30.000\ r^2}}$

Rivets et chevilles (cisaillement) de 6^{k},3 à 8^{k},4, suivant leur rôle. Les rivures de chantiers devaient être augmentées de 25 %.

Sauf le tablier et le contreventement, la superstructure est entièrement en acier fabriqué sur sole, ayant les qualités ci-après :

Membres de tension : résistance limite comprise entre 39^{k},55 et 46^{k},55.

Membres de compression : résistance limite comprise entre 44k,80 et 50k,40.

Limite d'élasticité au moins égale à la moitié de la limite de la résistance.

Allongement °/o sur 200 millim., au moins $\frac{840}{\text{limite de résistance.}}$

Striction °/o sur 200 millim., au moins $\frac{1680}{\text{limite de résistance.}}$

Le poids total de métal (acier et fer) entrant dans la construction, viaducs compris, est de 1.589.000 kilogrammes.

Le pont ne fut pas soumis à des épreuves complètes, faute de la possibilité de réunir un nombre suffisant de locomotives. On fit usage d'un train couvrant toute la travée médiane et composé de deux locomotives pesant chacune 82 tonnes et de wagons pesant chacun 28 tonnes — ce qui équivalait à 0,70 de la charge théorique d'épreuve. — Ces conditions donnèrent les résultats suivants : flèche au milieu de la portée 86 millimètres; aux extrémités des consoles en porte-à-faux, 5 centimètres;

Avec même charge sur les consoles de rive seules, on constata un relèvement de 17 millimètres du milieu de la travée centrale.

Malgré les fautes commises, lors des fondations, par suite d'une trop grande précipitation — ou plutôt en raison même de ces fautes — et bien que le dessin des fermes soit peu élégant, ce pont présente de l'intérêt à maints égards.

Les fondations, dans une rivière comme le Colorado, le montage en porte-à-faux du plus grand pont cantilever *articulé* construit jusqu'alors présentaient, il faut le reconnaître, des difficultés sans précédent. Pourtant, elles ont été vaincues par des procédés simples et dont le succès définitif a été complet. Le montage ne prit que 80 jours; 75 hommes, en moyenne, y furent employés.

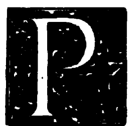
L'ouvrage est d'ailleurs très résistant, et sa rigidité est supérieure à celle de la moyenne des ponts cantilevers.

La dépense des fondations s'éléva à environ	fr.	1.161.500	($ 232.300)
Celle de la superstructure à environ.	fr.	1.150.800	($ 230.160)
Soit, en tout. . .	fr.	2.312.300	($ 462.460)

Avec la modification de la ligne et les accessoires de toute nature, la dépense totale s'éleva à 3.475.575 francs ($ 695.115), dont 1.137.020 francs pour la main-d'œuvre, 112.100 francs pour les charpentes, 1.091.345 francs pour les battages et 120.300 francs pour le salaire des ingénieurs. La dépense prévue en 1889 s'élevait à 3.475.680 francs ($ 695.136), différant en tout, par excès, de 105 francs du prix de revient final.

Ce sont là des titres suffisants pour faire honneur aux auteurs du projet : MM. W. H. Burr et J. A. L. Waddell, ainsi qu'à l'Ingénieur-Conseil, M. S. W. Robinson, aux Ingénieurs Assistants, MM. Martin Rapp et W. F. Behrens, et aux entrepreneurs, Sooy Smith & Co et la Phœnix Bridge Co.

C'est à l'obligeance de MM. Burr et Waddell que nous devons dessins et renseignements sur cet ouvrage.



ont de Memphis; (V. A.). — Le pont de Memphis (fig. 566) est, jusqu'à ce jour, le plus grand pont à consoles *articulé*.

Le système cantilever comprend : une console de rive de $69^{m},13$, une travée marinière de $240^{m},91$, une travée contrepoids de $189^{m},43$ et une travée cantilever de $189^{m},43$. Cette distribution n'a pas été choisie par l'Ingénieur en Chef, M. George S. Morison : elle a été imposée par le *Département de la Guerre*.

A tous égards, cet ouvrage est le plus important construit, de longue date, en Amérique.

Les fondations comportaient le fonçage de quatre piles à l'air comprimé, — dont deux en rivière, — à une profondeur considérable. Les hautes eaux atteignent la cote $84^{m},18$. La cote des basses eaux est de $57^{m},18$. D'après des sondages exécutés en 1887, le fond se composait de sable jusqu'à la cote $44^{m},19$ à la pile II, $48^{m},77$ à la pile III, puis d'une couche d'argile dure. Cette argile appartient à une formation géologique connue et très étendue, qui a environ 46 mètres d'épaisseur, et sous laquelle se trouvent des sables aquifères. Il fallait évidemment asseoir les fondations dans l'argile, mais il semblait difficile, en raison de sa dureté, de l'entamer par dragages. Ces diverses conditions conduisirent M. Mori-

son à adopter des dispositions analogues à celles décrites antérieurement pour le pont de Cairo : 1° le poids des piles fut réduit autant que possible; 2° des précautions furent prises pour empêcher les affouillements, au moins pendant le fonçage; 3° les caissons reçurent des dimensions suffisantes pour que la pression résultante ne pût présenter d'inconvénients, même sur un sol compressible ; 4° les fondations à l'air comprimé furent jugées seules applicables.

M. Morison adopta, pour les piles, une maçonnerie de choix, ce qui permit de leur donner des dimensions réduites, et de les élégir, en outre, en les évidant à la base, — disposition sans inconvénients



Fig. 566. — Pont de Memphis, sous le train d'épreuve de 18 locomotives (12 mai 1892).

dans une région où le froid n'est point à craindre. Pour éviter les affouillements, il commença par protéger le fond du lit en le revêtant d'un *matelas* de saule tressé, lesté d'enrochements. Il donna d'ailleurs aux caissons une composition telle que la densité moyenne de la fondation ne fût point supérieure à celle du terrain déplacé, et que, déduction faite du frottement latéral, évalué, comme à Cairo, à 1.944 kilogrammes par mètre carré, la surcharge totale imposée au sol ne dépassât pas $1^k,95$ par centimètre carré. Les dimensions des caissons, ainsi déterminées, atteignent, en plan, $28^m,04 \times 14^m,33$. Ils ont les parois verticales. Le caisson de la pile II a en tout, crib compris, $16^m,56$, et celui de la pile III, $12^m,03$. L'auteur estime d'ailleurs qu'il eût été préférable de donner à tous deux $15^m,24$ de haut, car actuellement l'un fait

saillie sur le fond, l'autre a nécessité, au contraire, un allongement de 3 mètres de la maçonnerie.

Les caissons sont bâtis en pitch-pin et diffèrent peu des caissons usuels de M. Morison, à part une plus robuste liaison des parois opposées (fig. 567-575). Le couteau est toujours le même, car son auteur estime, d'une part, que la disposition en permet d'atteindre plus facilement qu'aucune autre les obstacles qui arrêtent la descente, et, d'autre part, que, dans les terrains fluides, les sables coulants, le seuil procure au caisson une base d'appui suffisante, tandis que la tôle du couteau, s'enfonçant de toute sa

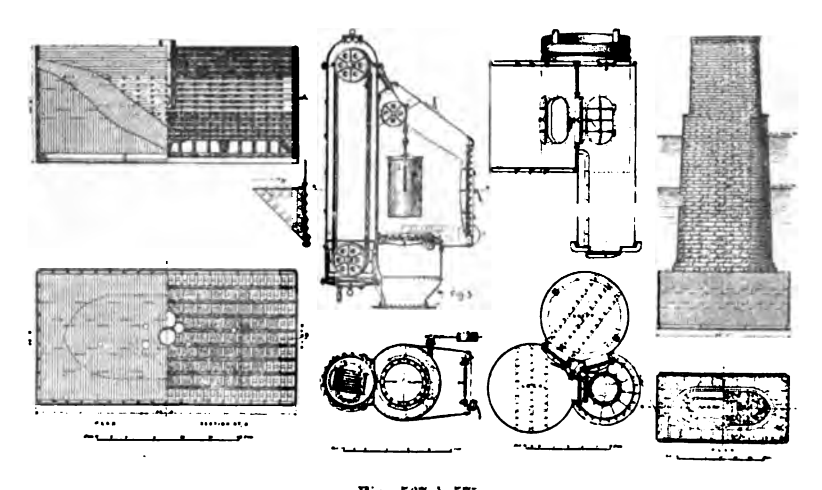


Fig. 567 à 575.
Fondations du Pont de Memphis : Caissons, couteau, élévateur à argile, sas, pile.

hauteur, forme vannage et protège l'intérieur du caisson contre l'envahissement.

Le caisson est lesté de béton, comme d'habitude, sur une hauteur de $5^m,26$. Au-dessus, au contraire, la partie centrale seule du crib est bétonnée, comme l'indique la figure 568, la partie annulaire étant laissée vide. Enfin la partie supérieure du crib, sur une hauteur qui varie ($4^m,67$ au caisson II, $3^m,15$ au caisson III), est formée de charpente massive. Cette disposition est fort bien comprise, car, tout en assurant, comme celle des caissons de Cairo, le poids désiré pour la fondation, elle s'oppose mieux à la tendance

au renversement, toujours à craindre avec des piles légères.

Le caisson II contient 3.650 mètres cubes de charpente, et 191 tonnes de fer; le caisson III, 2.540 mètres cubes de charpente et 153 tonnes de fer.

La profondeur à atteindre et la nature du terrain rendirent nécessaire l'aménagement d'élévateurs pour les déblais et le personnel. Pour les déblais, indépendamment de la pompe à sable, très simplifiée (fig. 576), M. Morison installa un élévateur à argile (fig. 570-71), mû par l'air comprimé, analogue à celui de Rulo. L'élévateur destiné au personnel était également mû par l'air comprimé, mais à l'aide d'un treuil à trois cylindres. Il fonctionnait dans la partie de la cheminée, large de 1m,83, située au-dessus du sas. Le sas, de 83 centimètres de diamètre, était unique et accolé latéralement aux cheminées supérieure et inférieure. Néanmoins, la cheminée inférieure était munie d'une porte à sa base, et d'une communication directe avec la cheminée supérieure, permettant de l'utiliser comme sas, en cas de nécessité. La manœuvre à l'air comprimé des appareils n'était pas la solution la plus économique, mais elle était commode et avait l'avantage de renouveler l'air du caisson.

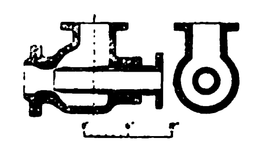


Fig. 576. — Pompe à sable de M. Morison.

Les caissons étaient bâtis sur la rive et lancés avec un faux fond *non étanche*, dont le seul but était de les empêcher de s'incliner trop rapidement en quittant le ber. Les premiers bois furent reçus en avril 1889; le 29 juillet, le premier caisson était lancé; le 26 octobre, le second le suivait.

Avant de placer les caissons, il fallait garnir le fond, contre les érosions. Les matelas se construisaient sur deux barges, munies de cales inclinées vers l'amont. En amont de ces barges, s'en trouvaient d'autres, maintenues à l'aide d'ancres analogues à celles de Poughkeepsie (*box-anchors*). Le matelas était amarré à la fois aux barges supérieures et aux ancres, et il suffisait de filer les amarres des bateaux où on le tressait, pour le mettre à l'eau au fur et à mesure. Les matelas avaient 122 mètres de long sur 73 mètres de large. Quand ils étaient achevés, on les lestait de pierres, et on

achevait de les couler, en dix minutes, en les détachant des barges.

L'un de ces matelas chassa sur ses ancres pendant l'opération, et il fallut le refaire. Un matelas contenait 1.000 cordes de broussailles et de perches, 800 tonnes d'enrochements, et 450 kilogrammes de fils de fer.

Pour mettre les caissons en place, on se servit également de barges, amarrées chacune à 6 ancres par des câbles métalliques, et munies d'un treuil. Les caissons étaient aussi maintenus par deux ancres latérales. Le premier caisson (II) fut mis en place le 17 octobre par 10^{m},97 d'eau. Il fallut 14 jours pour traverser le double matelas. Le fonçage marcha régulièrement jusqu'au 30 novembre. Le niveau de la rivière s'étant alors beaucoup élevé, on *bloqua* le seuil du caisson et on l'abandonna.

On s'attendait à un travail plus facile à la pile III. Mais une crue se produisit, qui dura jusqu'au 25 novembre. Le caisson fut déplacé, une première fois, de 6^{m},10, puis, à nouveau, de 15 mètres. Il fallut mouiller de nouvelles ancres et, à l'aide de 18 câbles à l'amont, et de 5 sur les flancs, on parvint à ramener le caisson en place. Le fonçage fut mis en train et, le 7 février 1890, on atteignit l'argile. On s'aperçut alors, à l'aide d'un puits foncé dans l'argile, qu'il était nécessaire de descendre plus bas. La pile était achevée le 23 janvier 1891. Pour la pile II, le travail fut repris en septembre 1890, le fonçage fut achevé en octobre, et la maçonnerie en avril 1891.

Ces fondations furent entièrement exécutées en régie, sous la direction de M. Alfred Noble, Ingénieur Résident. Le chiffre du personnel atteignit 160 hommes.

Au début, les ouvriers étaient partagés en 3 équipes, travaillant 8 heures par jour, en 2 reprises. Mais, à la fin, le temps de travail fut réduit à 2 heures par jour, partagées en 3 reprises de 40 minutes.

Pendant 25 jours à la pile III, et 28 jours à la pile II, on travailla sous une pression de plus de 30^{m},50 d'eau. La plus grande profondeur atteinte fut de 32^{m},92, dépassant ainsi la cote des fondations du pont de Saint-Louis.

Le béton se compose de calcaire concassé, de sable dragué dans le Mississipi, et de ciment de Louisville. Dans certaines parties délicates, on se servit de Portland allemand. Le béton était fait à la machine, à raison de 16 mètres cubes à l'heure.

Les proportions admises étaient en général de 1 baril de ciment pour $2^{mc},100$ de sable et $4^{mc},000$ de pierre cassée. Dans les parties difficiles à bourrer, la proportion de pierre était réduite. A la base, le ciment de Portland fut exclusivement employé, le mortier à 3 volumes de sable pour 1 volume de ciment étant même substitué au béton sous le seuil, les cloisons, etc....

Aux essais, l'argile de fondation a donné une résistance de $9^{k},4$ à $13^{k},5$, or la charge effective qu'elle supporte n'est que de $2^{k},3$ à $2^{k},5$.

M. Morison a adopté, pour tout l'ouvrage, une longueur de panneau uniforme, et il l'a conservée dans une travée indépendante de $103^{m},25$, qui termine le pont à l'Ouest, et sur un court viaduc de trois panneaux, à l'Est, qui fait partie du *tablier* du pont. La longueur totale de l'ensemble est de 817 mètres; à cela s'ajoute, sur la rive Ouest, un long viaduc d'accès.

L'espacement entre fermes est de $9^{m},15$, soit 1/20,7 de la portée de la travée contrepoids. Cette proportion est un peu plus faible que celle que nous avons donnée page 152, mais elle avait pour elle le précédent des travées marinières de Cairo, et il convient d'ailleurs de remarquer que la proportion peut s'abaisser, sans inconvénient, pour les grandes portées, attendu que le poids des travées augmente plus rapidement que la prise qu'elles donnent au vent.

Les conditions de stabilité, la nécessité de ne point exagérer les dimensions des membres, en raison de la difficulté du montage, et enfin le désir d'éviter autant que possible les vibrations, ont conduit M. Morison à limiter la hauteur des fermes à 1/8 de leur portée, soit à 2,59 fois leur écartement. La travée contrepoids a ainsi $23^{m},47$, et les travées suspendues, $17^{m},20$.

Les poutres sont du système triangulaire double complexe : ce système est très favorable au montage en porte-à-faux, quand le chariot roule sur les semelles supérieures; de plus, il exige des

membres moins volumineux que les poutres simples ou complexes, et prête moins à la critique que les systèmes doubles ordinaires.

Le point d'appui *unique* sur les piles, dans les poutres à consoles, a permis de donner aux piles une largeur réduite, et de diminuer d'autant la dépense. M. Morison juge l'économie suffisante pour contrebalancer l'augmentation de dépense résultant de la substitution, à trois travées égales, des dispositions imposées par l'Etat. La travée contrepoids, qui est *seule* continue, est fixée sur la pile III et mobile sur la pile II : la dilatation s'en répartit ainsi sur les deux joints de la travée marinière.

Pour permettre le montage en porte-à-faux de celle-ci, la semelle inférieure de la travée suspendue devait être rigide jusque vers le centre : le même mode de construction a été prolongé sur toute la semelle, et appliqué également à la travée suspendue de l'Ouest. La semelle voisine du tablier est ainsi entièrement rivée. Cette disposition n'est pas économique, mais il en résulte incontestablement une plus grande rigidité, verticalement et horizontalement.

Le pont est à simple voie, bien qu'il soit assez large pour porter une double voie, et qu'il soit proportionné pour résister à des efforts plus de deux fois et demie aussi considérables que ceux qui servaient, il y a une vingtaine d'années, pour le calcul de certains ponts à double voie.

Par prescription du Gouvernement, le pont devait donner passage aux voitures. On s'est contenté, dans ce but, d'établir un tablier en charpente, à l'aide d'un tillac de $0^{m},11$ d'épaisseur, fait de deux cours croisés de madriers, l'un en pin, l'autre en chêne, fixés sur les traverses. A la jonction du pont et du viaduc, se trouve une travée normale à l'axe, formant refuge. La voie ne comporte que deux longerons, mais le garde-corps est constitué par des poutres en treillis, qui supportent les extrémités des traverses et forment longerons.

Nous avons déjà signalé à maintes reprises les dispositions les plus intéressantes de ce pont. Nous ajouterons seulement quelques remarques de détail.

La brièveté de la console de rive s'oppose à tout renversement

d'effort. Les fig. 577-581 représentent le détail de l'ancrage, qui, contrairement à l'usage, est noyé dans la maçonnerie de la culée. Il en résulte la substitution de têtes rivées aux écrous inférieurs qui terminent, d'ordinaire, les tringles d'ancrage.

A la partie supérieure, se trouvent deux pas de vis, de diamètres différents. Le premier, de 88 millimètres, sert à donner aux tringles une tension initiale ; le second, de 79 millimètres, leur transmet l'effort de soulèvement exercé par la console, par l'intermédiaire de maillons articulés aux balanciers en acier sur lesquels se vissent les écrous. Les balanciers sont ensuite invariablement

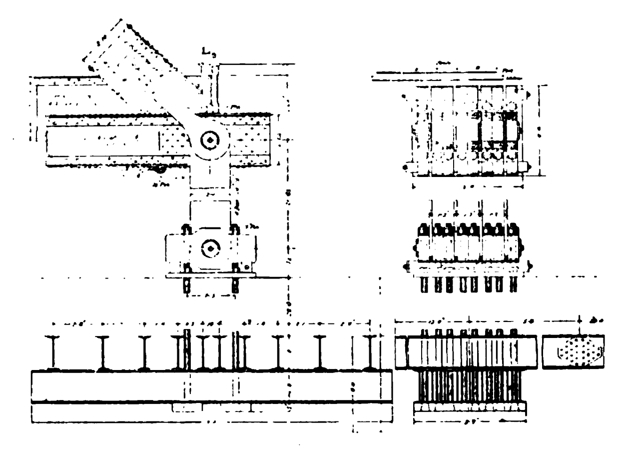


Fig. 577 à 581. — Pont de Memphis : Détails des ancrages.

calés à l'aide de coins ajustables, pour éviter toute flexion des tringles d'ancrage. La pile porte d'ailleurs, en son centre, un guide d'acier, compris entre des glissières portées par la console, et qui en empêche tout déplacement transversal. Le rôle de chaque partie de l'ancrage est ainsi rigoureusement défini. Les tringles, étant inaccessibles, ont reçu un fort excès de section.

La surcharge de chacune des piles I, II et III est d'environ 1.800 tonnes. Cette surcharge est transmise, par une cheville de 356 millimètres, à des supports auxquels M. Morison a donné une grande hauteur (fig. 536, 541, 582), afin d'obtenir une meilleure répartition sur la maçonnerie. La partie supérieure des supports est seule en acier ; le reste est en fonte.

La pile II porte un chariot, auquel on a dû donner une extrême sensibilité, en raison du peu d'épaisseur et de la hauteur des piles (fig. 541-43).

La table de dilatation est, suivant l'usage, formée de *rails dressés (rail plate)*, disposition la plus favorable pour éviter l'encrassement. L'appareil est d'ailleurs muni de règles divisées et de verniers, qui permettent d'en mesurer jusqu'aux moindres déplacements.

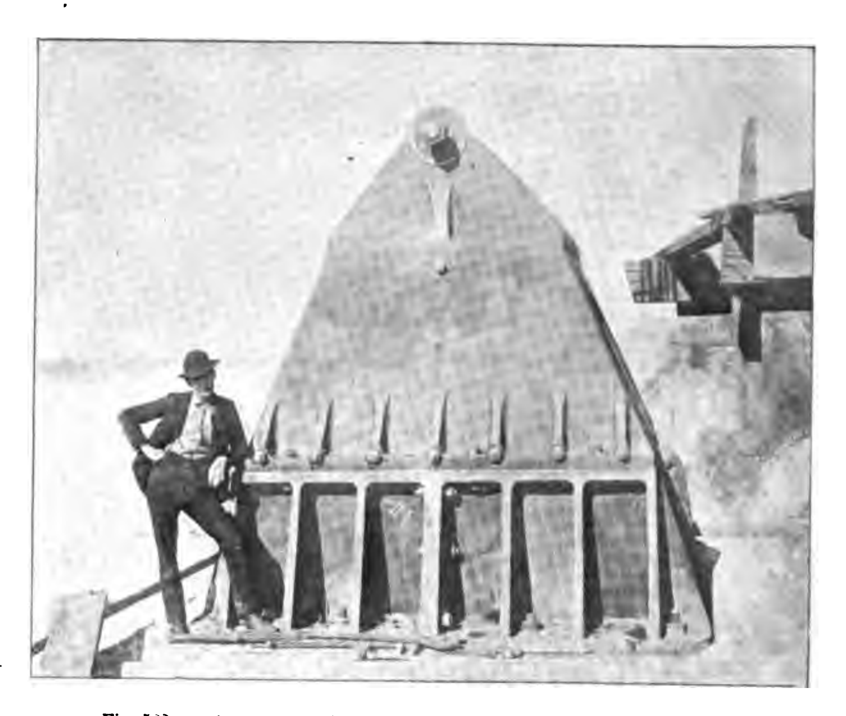


Fig. 582. — Support en acier et fonte du Pont de Memphis, sur une pile.

On a pu constater, ainsi, que les chariots fonctionnaient sans trace de frottement.

Les joints de glissement ont été établis avec un soin particulier, pour éviter tout grippement ou tout ferraillement. Les surfaces sont polies, et l'emboîtement se fait à frottement doux. On n'y a point constaté de *temps perdu*, comme dans d'autres ponts.

Aux extrémités de la travée suspendue, l'extrémité du longeron est supportée par un mécanisme ingénieux (fig. 583-84), imaginé

par M. Ralph Modjeski, Ingénieur Assistant, et qui a dispensé de l'emploi des *poches* ordinaires.

A l'extrémité de la console de rive, on a jugé convenable d'établir un portique rivé (fig. 585). Mais ce portique est absolument indépendant du montant extrême, formé de barres à œils (page 260).

Les surcharges vives admises dans les calculs sont les suivantes : 1° une surcharge uniforme de 5.952^k par mètre courant; 2° sur 6^m,10, une surcharge concentrée de 11.904^k par mètre courant. Le tablier est calculé pour une surcharge de 11.428^k par mètre courant.

Le poids mort, tablier compris, est de 12.350^k par mètre cou-

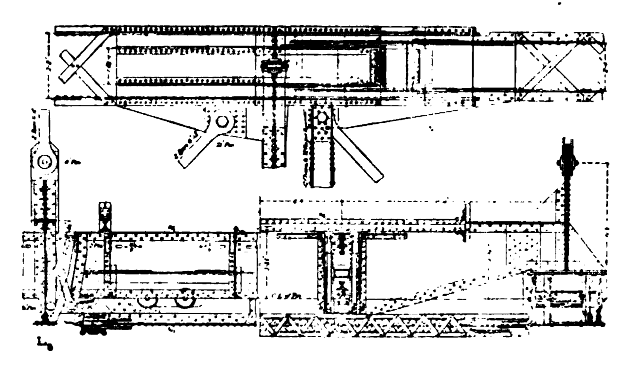


Fig 583-584. — Pont de Memphis : Détails des joints de glissement.

rant dans la travée contrepoids, et de 8.333^k par mètre courant dans la travée suspendue. Dans les consoles, il est variable, et a été considéré comme concentré aux divers nœuds.

Le contreventement supérieur est proportionné pour une pression latérale de 446^k par mètre courant; le contreventement inférieur, pour une pression double. L'une et l'autre sont considérées comme *vives*.

Le pont est tout entier en acier.

Les efforts admis dans les membres de compression sont calculés à raison de 14 kilogrammes pour le poids mort, et de 7 kilogrammes pour les charges vives. A la compression, les efforts varient depuis 4^k,2 dans les longs membres du réseau, où la longueur atteint 30 fois la moindre dimension, jusqu'à 9^k,8 dans

les semelles, où la longueur ne dépasse pas 16 fois la moindre dimension. Aucune distinction n'est alors faite entre les charges vives ou mortes.

L'effort maximum, sur la fibre extrême des poutres du tablier, est limité à 7 kilogrammes (section nette).

Les rivets sont calculés d'après une résistance à la pression de $10^k,5$, et une résistance au cisaillement de $5^k,25$. Le nombre des



Fig. 585. — Pont de Memphis : Portail Est.

rivets, calculé sur cette base, est augmenté de moitié dans les rivures de chantier.

Les chevilles sont proportionnées pour une pression superficielle de $12^k,6$, et un effort de flexion sur la fibre extrême de 14 kilogrammes.

La charge des rouleaux, qui ont $0^m,38$ de diamètre, est de 59.520^k par mètre courant.

En raison de la prédominance du poids mort, on a admis un acier plus dur que celui communément usité.

Après les premiers essais, on dut proscrire l'acier Bessemer, et adopter définitivement les quatre qualités d'acier ci-après :

		ACIER DUR (High grade)	ACIER à barres à œils	ACIER MOYEN (medium)	ACIER DOUX (Soft)
Limite de résistance.	maximum	54,95	52,5	50,75	44,1
	minimum	48, 3	46,2	44, 8	38,4
Limite d'élasticité.	minimum	28, »	26,6	25, 9	21,»
Allongement °/₀ sur 200mm :	minimum	18, »	20,»	22, »	28,»
Striction °/₀.	minimum	38, »	40,»	44, »	50,»

La teneur en phosphore ne devait pas dépasser 0,0008 en moyenne, ni 0,001 au maximum, dans l'acier fabriqué sur sole acide, et respectivement 0,0006 et 0,0007 dans l'acier fabriqué sur sole basique.

La barre d'épreuve devait pouvoir être pliée et repliée au contact, sans signe d'altération.

Les essais en vraie grandeur portèrent sur 56 barres. Les résultats furent d'autant meilleurs que les barres étaient de plus grandes dimensions. On fut amené, par suite, à augmenter les dimensions de certaines des plus faibles barres.

L'entreprise fut confiée à l'Union Bridge Co, qui en exécuta, en effet, les 5/8. Le reste fut rétrocédé à d'autres entrepreneurs, parmi lesquels A. & P. Roberts eurent le lot principal (une travée suspendue et la travée indépendante).

Le montage fut confié aux Baird Brothers. L'opération fut entièrement faite sur échafaudages, sauf pour la travée marinière. Les cadres de l'échafaudage se trouvaient à l'aplomb des nœuds; et chaque cadre se composait de 9 montants de $0^m,30 \times 0^m,30$ chacun et comprenait trois étages; 18 pieux de 27 à 30 mètres, ayant en moyenne 6 mètres de fiche, y servaient de base. Le chariot de montage avait $29^m,60$ de haut.

On se servit de riveuses à air comprimé. Certains membres pesaient fort lourd : le segment $S_1 S_3$ de la travée contrepoids (V. A.) pesait à lui seul 27.875 kilogrammes. Le montage commença le 13 septembre 1891, et le 16 décembre il ne restait à monter que la travée marinière.

Le travail ne fut repris que le 9 février.

En raison du poids considérable de la travée suspendue, M. Morison hésita à employer l'ajustage usuel, à coins. Il cala l'une des moitiés d'après la déformation calculée d'avance, et disposa, au joint glissant de l'autre, des appareils d'ajustage consistant dans une presse hydraulique (semelle inférieure) et dans un double coin (semelle supérieure). On croyait pouvoir ainsi fermer la travée sans difficulté; mais les doubles coins fonctionnèrent mal, — un seul glissant à la fois, — et les vérins hydrauliques avaient une course insuffisante. On ferma néanmoins, sans trop de diffi-

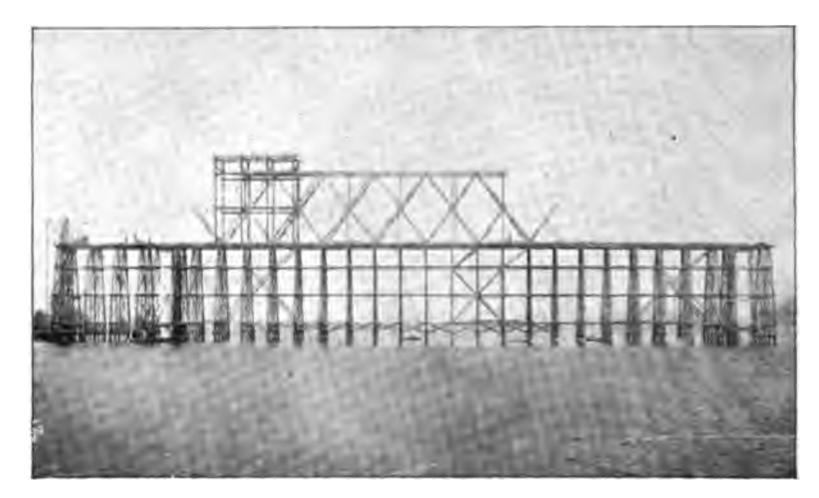


Fig. 586. — Pont de Memphis. — Montage de la travée contrepoids.

cultés, le 9 avril, la semelle inférieure. Mais il eût fallu une élévation de température pour dégager les joints de la semelle supérieure et elle ne se produisit pas. On chargea donc les consoles et on chauffa toute la semelle supérieure, à l'aide d'un tuyau de vapeur, en même temps qu'on tendait la semelle inférieure à l'aide du dispositif représenté par les figures 587-90. Le résultat constaté fut que les piles I et III s'écartaient de $0^{m},038$, par flexion des maçonneries. Cet écart ne dépassait pas l'effet calculé d'avance, mais il contrariait l'opération. On renforça alors l'appareil destiné à raccourcir la semelle inférieure, et, le 22 avril 1892, on recommença dans les mêmes conditions, mais avec succès cette fois. Il ne resta plus qu'à enlever les appareils d'ajustage et à compléter la semelle inférieure.

Le poids de ce magnifique pont se décompose ainsi qu'il suit :

	Accès de l'Est............	30.333k, »
	Console de rive...........	729.454k, »
Travée marinière.....	Console en porte-à-faux...	568.574k, »
	Travée suspendue est.....	1.057.710k, »
	Console en porte-à-faux...	583.242k, »
Travée centrale ou contrepoids	....	2.325.502k, »
Travée ouest.........	Console en porte-à-faux...	572.245k, »
	Travée suspendue ouest...	1.056.842k, »
Travée indépendante	....	487.120k, »
	Total................	7.411.022k, »

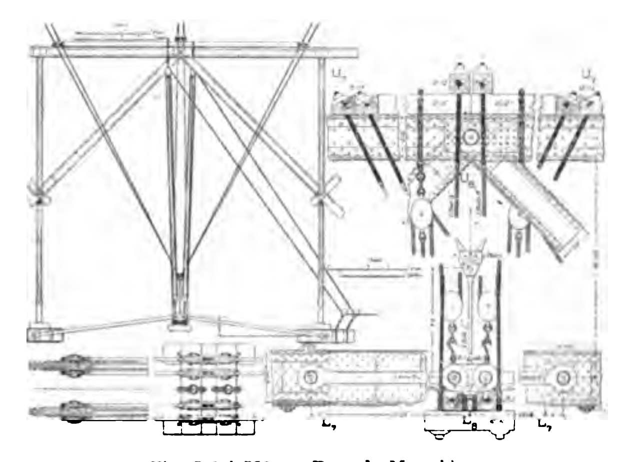


Fig. 587 à 590. — Pont de Mepmhis.
Dispositif employé pour dégager la travée suspendue.

**ont de Cincinnati et Newport; (V. A.)** — Ce pont-route, sur l'Ohio, à Cincinnati, comprend un système cantilever de trois travées, flanquées, d'une part, de deux travées Pettit de 77m,42, et de l'autre, de travées de 49m,38 et 32m,92. Sur chaque rive se trouvent, en outre, des viaducs de faible longueur. Les dimensions du système cantilever sont les suivantes : Consoles de rive, 76m,81; consoles en porte-à-faux, 47m,55; travée suspendue, 63m,40. Le pont a, en élévation, une cambrure générale prononcée, dont la flèche totale est de 9 mètres; le pont dégage ainsi, en son milieu, 35m,05 au-dessus des basses eaux, et 15m,24 environ au-dessus des hautes eaux. La

pente, sur l'une des rives, atteint 5 1/2 °/₀. L'ensemble du pont a un aspect d'élégance et de légèreté.

Les études préliminaires et le choix de l'emplacement, ainsi que les premiers dessins, furent faits par M. G. Bouscaren, dès 1887. L'endroit est parfaitement choisi. Le rocher se trouve à sec sur une partie du lit, en basses eaux, et nulle part la cote n'en dépasse 2^m,10 au-dessous de ce niveau.

En 1890, M. Bouscaren n'ayant point voulu se soumettre à une réduction du coefficient de sécurité, prescrite par la Compagnie concessionnaire, MM. Ferris, Kaufman & Co furent désignés comme Ingénieurs en Chef de la Central Ry & Bridge Co. Le cahier des charges primitif de M. G. Bouscaren, fut alors gravement altéré. Le 30 mars 1890, un contrat fut passé avec la King Bridge Co, pour l'achèvement, sous de lourdes pénalités, du pont pour le 1er janvier 1891.

Mais les crues contrarièrent les fondations, et les usines ne purent livrer l'acier à l'époque fixée. Le poids total de métal était de 1785 tonnes, dans lequel le système cantilever entrait pour les poids suivants : consoles de rive, 619 tonnes; consoles en porte-à-faux, 311 tonnes; travées suspendues, 150 tonnes.

Le montage fut confié aux Baird Bros. La console de rive ayant une semelle supérieure entièrement rigide, on put, en présence de l'annonce d'une crue, enlever l'échafaudage qui la soutenait. Mais cela obligea, par la suite, à amener par eau tous les matériaux de la console en porte-à-faux, ce qui coûta fort cher. Le reste du montage ne présente aucun intérêt particulier. L'ouvrage était terminé et livré le 29 août 1891.

Le dessin de ce pont présente quelques points intéressants : les semelles supérieures des consoles de rive et tous les suspendeurs verticaux sont rigides, pour éviter les vibrations; les longerons et les pièces de pont sont entièrement rivées en un système solidaire; enfin, le contreventement inférieur est rigide. Le dessin est de M. F. C. Osborne.

La surcharge vive a été évaluée ainsi qu'il suit : pour les fermes, de 390 à 488^k p. m. q.; pour le tablier, à 488^k p. m. q. On

admettait que la surcharge couvrait la chaussée et les trottoirs en encorbellement.

Les efforts spécifiques admis étaient les suivants :

		FER	ACIER
Tension.	Barres à œils..	$7^k,» \left(1 + \frac{\text{minimum}}{\text{maximum}}\right)$	$8^k,4 \left(1 + \frac{\text{minimum}}{\text{maximum}}\right)$
	Profilés......	$7^k,»$	$8^k,4$
Compression.	Têtes carrées..	$6^k,3 - 0,021 \frac{l}{r}$	$10^k,5 - 0,042 \frac{l}{r}$
	1 carrée, 1 articulée.......	$6^k,3 - 0,0245 \frac{l}{r}$	$10^k,5 - 0,049 \frac{l}{r}$
	2 têtes articulées.......	$6^k,3 - 0,028 \frac{l}{r}$	$10^k,5 - 0,056 \frac{l}{r}$
Efforts alternatifs.......		$7^k,» \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\text{Maximum du moindre effort}}{\text{Maxi}^m \text{ du plus grand effort}}\right)$	$8^k,4 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\text{Maximum du moindre effort}}{\text{Maxi}^m \text{ du plus grand effort}}\right)$


e viaduc de Pecos, construit, en 1892, sur le Southern Pacific Ry, présente un système cantilever de faible longueur, mais reposant sur des tours de très grande hauteur; nous reviendrons sur cet ouvrage au chap. VIII.

Nous allons maintenant passer en revue quelques ponts cantilevers de types exceptionnels.


ont sur le Licking River; (V. A.). — Ce pont-route relie Covington et Newport. L'intérêt qu'il présente réside, d'une part, dans l'originalité du dessin, unique dans son genre, — en Amérique du moins, — d'autre part, dans la manière dont s'est effectué le montage.

Ainsi que le montre clairement la figure 231, le pont se compose essentiellement de trois travées solidaires, deux de $84^m,18$ de centre en centre des piles et une de $71^m,88$, formant un système cantilever. La principale originalité du dessin consiste dans la disposition des semelles de la travée centrale, qui sont continues et se croisent aux points d'inflexion correspondant à la surcharge qui a servi aux calculs. Cette travée a la forme d'un bow-string, et les consoles de rive présentent la disposition que nous avons déjà

signalée pour le pont sur le Kanawha : celle de travées libres, auxquelles la travée centrale est ancrée par des haubans.

Or il convient de remarquer, à cet égard, que le pont sur le Licking River date de 1886.

Grâce à la forme de la travée centrale, les extrémités ont pu, sans inconvénient, en être rendues fixes. Les poutres de rive sont mobiles sur les culées.

Le pont remplace un pont suspendu, dont une pile a été conservée. On s'est servi du pont suspendu pour monter sans échafaudages la travée centrale, dont le dessin ne se prêtait pas au montage en porte-à-faux.

Cet ouvrage a été construit par la Keystone Bridge Co, sur les dessins de M. C. L. Strobel et sous la direction de M. G. Bouscaren, Ingénieur-Conseil.

Y compris une petite travée latérale de 14 mètres, le poids total de métal est de 772 tonnes.



onts cantilevers divers. — Il existe, en Amérique, quelques ponts cantilevers en arche, qu'il y a lieu de citer au passage :

Le principal est le pont de Harvard, sur le Charles River, à Boston (fig. 197), dont la longueur totale atteint 642 mètres et qui porte une chaussée de $15^m,55$ et deux trottoirs de 3 mètres chacun.

Ce pont comprend une travée tournante de $43^m,60$ et une série de 23 travées alternativement continues et à consoles, dont les ouvertures sont respectivement (exception faite des travées de rive) de $22^m,88$ et $32^m,10$; les consoles ont $4^m,58$ et supportent, à l'aide d'une suspension pendulaire, les travées suspendues, longues de $22^m,88$.

Les piles sont fondées sur un battage divergent, noyé dans un massif de béton.

Les poutres, dont il existe 4 files, sont en tôle pleine ; elles ont une hauteur de $2^m,44$ sur les piles, et de $1^m,52$ au milieu de chaque travée, avec un profil inférieur en arc.

La travée mobile tourne sur une couronne, et est mue par une machine dynamo Thomson-Houston ; elle est munie d'un frein.

Tout le système cantilever a été construit sur la rive, et mis en place, successivement, à l'aide d'un ponton.

Nous devons ces renseignements à l'obligeance de M. W. Jackson, Ingénieur de la ville de Boston.

Les ponts en acier de l'Exposition Colombienne, sur le canal, à Chicago, sont également des poutres à consoles, à profil inférieur arqué. Ils ne comportent que trois travées : deux de 12^{m},23 et une de 26^{m},53 ; la travée suspendue repose simplement sur un gradin, ménagé dans le bec de chaque console.

Le pont de Roanoke diffère seulement des précédents par la substitution, aux poutres rivées, de fermes Pratt articulées.

Il se compose de deux consoles de rive de 15^{m},25 et de deux consoles en porte-à-faux de 9^{m},15, supportant une travée suspendue de 27^{m},45. De part et d'autre, se trouvent des viaducs d'accès.

M. Chas. C. Wentworth, Ingénieur en Chef des American Bridge & Iron Works, s'est proposé, dans cet ouvrage, de donner au dessin un caractère d'élégance, plutôt qu'une forme rationnelle : il est incontestable qu'il a atteint son but.

En France, la passerelle de l'île des Cygnes, le Viaduc du Viaur et le pont Mirabeau sont des variétés de ponts cantilevers en arche, qui ne comportent point de travée suspendue.

Nous citerons, pour terminer, un pont à consoles, construit en 1892, à Winona, sur le Mississipi, que ses dimensions ne permettent point de passer complètement sous silence. Le dessin de cet ouvrage n'a guère été dépassé, en hideur, que par certain pont, également cantilever, construit dans le sud de l'Afrique, par un ingénieur anglais connu. Il est inutile d'insister sur de semblables productions qui ne peuvent, à aucun égard, être proposées comme modèles.



rojets de grands ponts cantilevers; (V. A.) — De nombreux projets de ponts cantilevers sont à l'ordre du jour, en Amérique : il suffit de citer ceux de la Nouvelle-Orléans, sur le Mississipi, et de New-York, sur l'East

River et l'Hudson. Tous comprennent des travées plus longues que celle du pont de Memphis.

Pour terminer le sujet de la construction des ponts cantilevers, en Amérique, nous dirons quelques mots des études faites en vue de franchir l'Hudson, à New-York.

L'un des projets, dû à l'Union Bridge Co, et représenté dans l'Atlas, comporte une travée dégageant une passe de 605 mètres de largeur franche. La longueur totale du pont serait de 1255^{m},80, d'axe en axe des chevilles extrêmes. Le poids du pont, qui a été calculé avec soin, serait de 104.420.000 kilogrammes. Le prix de revient, à raison $.45 par livre (0 fr. 507 par kilogrammes) serait de $ 10.350.000, soit environ 51.750.000 francs. Les fondations, faites par dragages, coûteraient $ 14.643.000, soit 73.215.000 fr. Ce qui porterait la dépense totale à 124.965.000 francs.

La Commission dont il a été parlé page 219 a examiné, d'autre part, l'hypothèse d'un pont cantilever, laissant à la navigation une passe de 949 mètres de largeur franche, et dont les travées d'ancrage seraient de dimensions peu supérieures à celles du premier cas.

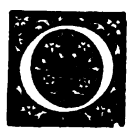
La Commission évalue, dans ces conditions, le poids de métal à 331.420.000 kilogrammes ;

La dépense de la superstructure à	$ 32.850.000	=	fr. 164.250.000
Celle des fondations à...........	$ 18.278.000	=	fr. 91.390.000
Soit en tout.....	$ 51.128.000	=	fr. 255.640.000

On sait, d'ailleurs, que la Commission a proposé l'adoption d'un pont suspendu (fig. 293-94) de 949 mètres, qui coûterait :

Fondations......................	$ 17.480.960	=	fr. 87.404.800
Superstructure..................	$ 16.036.711	=	fr. 80.183.555
Viaduc..........................	$ 1.850.000	=	fr. 9.250.000
Total...........	$ 35.367.671	=	fr. 176.838.355

II. — PONTS ANGLAIS

N ne peut passer sous silence, dans une étude complète des poutres à consoles, les grandes applications du système faites par des ingénieurs anglais.

Le pont du Jubilé, sur l'Hoogly, aux Indes[1], appartient au type du viaduc sur le Kentucky River. Il comprend une poutre centrale de 109m,73 supportant deux poutres latérales de 128m,01. La largeur totale de 365m,70 est divisée en deux ouvertures latérales de 164m,59, et une, centrale, de 36m,57[2]. Les poutres sont du système Pratt. Les poutres latérales reposent sur les extrémités de la poutre centrale par un gradin et, sur les culées, par des supports à pendule permettant la dilatation.

La poutre centrale a été montée, comme le montre la fig. 591, sur des échafaudages en porte-à-faux, fort usités aux Indes Anglaises.

Fig. 591. — Pont du Jubilé, sur l'Hoogly.

Les travées latérales étaient montées sur les viaducs d'accès, et lancées avec l'aide d'un ponton (fig. 491).

Le poids total est de 3.938 tonnes, dont 1.488 pour la poutre centrale.

La construction prit de mars 1884 à fin décembre 1886. La dépense s'est élevée à £ 261.178, soit 6.529.450 francs.

L'ingénieur de ce pont est Sir Bradford Leslie.

E pont de Lansdowne[3], construit à Sukkur, sur l'Indus, d'avril 1887 à fin mars 1889, par M. Frederick Ewart Robertson, présente cette particularité remarquable qu'il se compose d'une *seule travée* cantilever de 216m,40 entre appuis, reliée directement par des haubans aux ancrages

1. — Voir les Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers, T. XCII, p. 73.
2. — Les piles de ce pont ont été foncées par dragages.
3. — Voir les Minutes of Proceedings, T. CIII, p. 123.

(fig. 592). La construction des consoles donna beaucoup de peine, bien qu'on eût pris le soin de *monter aux ateliers, le pont tout entier sur des échafaudages!* La travée fut montée sur un échafaudage volant, jeté d'une console à l'autre et armé en bow-string.

Le poids total est de 3,316ᵀ; la dépense a été la suivante :

Métal........................	£ 120.487 =	fr. 3.012.175
Montage.....................	£ 39.753 =	fr. 993.825
Total...........	£ 160.240 =	fr. 4.006.000

En y ajoutant la peinture, on arrive au total de £ 50 = 1.250 francs environ par tonne mise en place. Ce qui surprend, dans ce pont, c'est l'absence, dans le dessin, de toute trace de souci du montage. M. Théodore Cooper estime qu'en respectant l'ensemble du dessin, mais en y introduisant quelques modifications conformes à la pratique américaine, en vue de faciliter le montage, et en exécutant l'érection suivant les procédés américains, la réduction eût atteint 450 francs par tonne, dont 150 francs pour le montage.



E système cantilever du pont du Forth (fig. 593) a une longueur totale de 1.646 mètres, décomposée ainsi qu'il suit : deux consoles de rive de 205ᵐ,88 et deux travées cantilevers de 518ᵐ,10, séparées par trois courtes travées contrepoids, dont deux de 47ᵐ,24 et une de 82ᵐ,30.

Les consoles en porte-à-faux ont 205ᵐ,88, et les travées suspendues, 106ᵐ,34.

L'égalité des consoles et l'interposition des travées contrepoids ont permis le montage symétrique du pont, sans échafaudages, en double porte-à-faux sur chaque appui.

La hauteur des poutres sur les appuis est de 100ᵐ,65; la hauteur totale, au-dessus de l'eau, atteint 109ᵐ,73; et la hauteur libre, sous poutres, sur un tiers de l'ouverture des travées, est d'au moins 45ᵐ,75. Les membres de compression sont des cylindres en tôle rivée et les membres de tension sont des poutres tubulaires, en treillis.

Les poids principaux des diverses parties sont les suivants :

Console de rive	5.495	tonnes métriques
Console en porte-à-faux . . .	5.428	—
Travée de 518m,10.	11.686	—

Le poids total de l'ouvrage est de 50.467 tonnes

Les fondations avaient commencé en juin 1883. La construc-

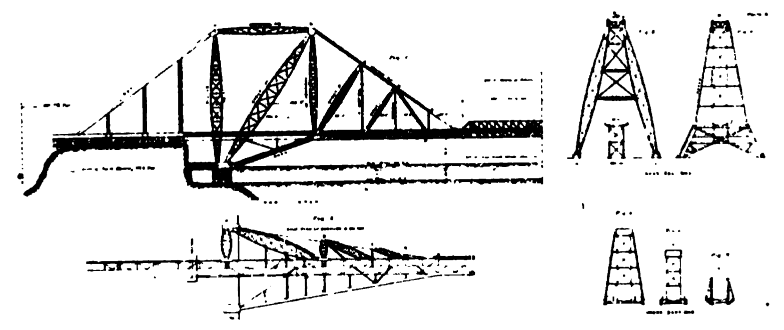


Fig. 592. — Pont de Lansdowne ou de Sukkur.

tion métallique prit sensiblement du commencement de janvier 1886 à la fin de janvier 1890.

La dépense totale s'est élevée à £ 3.227.806, soit environ 81.326.000 francs.

Les dispositions adoptées pour ce grand ouvrage ont soulevé, même parmi les ingénieurs européens, de nombreuses critiques. Les ingénieurs américains l'ont, en général, jugé assez sévèrement,



Fig. 593. — Pont du Forth.

parce qu'il n'est peut-être pas un ouvrage au monde dont le mode de construction soit plus manifestement contraire à leurs principes. Il serait trop long de passer toutes les objections en revue; on peut les trouver, dans les publications américaines, dans tous les articles relatifs au pont du Forth[1].

1. — Voir, en particulier, une critique humoristique de M. Théodore Cooper : Engineering News, 1891, T. II, p. 368.

Nous signalerons seulement les quelques points suivants, auxquels nous avons fait allusion page 220. Le pont est fixé sur les piles par la base d'un des montants de chaque tour. Mais les précautions prises pour permettre à la partie intermédiaire de se dilater sont absolument rudimentaires. D'autre part, si les réactions des appuis sont bien définies dans le balancier central, il est difficile d'admettre qu'il en soit de même dans les deux balanciers latéraux, en raison de la rigidité du grand panneau unique compris entre les consoles.

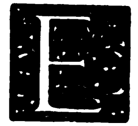
Considérons maintenant quel peut être l'effet du montage en porte-à-faux sur la répartition des efforts dans un pont cantilever rivé : dans les consoles, lorsqu'on rive un membre nouveau, ce membre, au moment de sa mise en place, ne subit aucun effort; mais le membre correspondant du panneau précédent supporte, au même moment, le poids du panneau qui les sépare; le membre semblable, situé deux panneaux avant, subit la charge de deux panneaux, etc... Et il en est ainsi pour chaque panneau, successivement. Il en résulte que, tandis que dans un pont rivé ordinaire, toutes les parties du pont se trouvent, une fois le montage achevé, dans des conditions analogues, au point de vue du travail secondaire que leur impose la déformation, — ou que, du moins, toutes y prennent part, — il n'en est pas de même au pont du Forth, où les membres situés à l'extrémité des consoles ne subissent pour ainsi dire pas d'efforts secondaires, tandis que ces efforts vont en croissant vers les appuis où ils doivent atteindre des valeurs considérables.

Si enfin nous examinons ce qui se passe dans la travée suspendue, nous voyons, comme précédemment, que le rivetage de chaque nouveau membre, fermant à ce moment la triangulation, *rend définitive* la déformation acquise par les parties déjà montées. Dans les consoles, le sens et la nature des efforts n'étaient du moins pas modifiés par l'achèvement du pont. Mais il n'en est pas de même de la travée suspendue, où tous les membres changent de rôle, dès que les deux moitiés en sont rejointes. Quels ne vont pas être, dès lors, les *efforts de construction* dans la poutre ainsi déformée, une fois qu'elle sera rendue libre?

Si l'on ajoute encore à ces considérations que les assemblages principaux ne permettent pas d'espérer, au voisinage des nœuds, non seulement l'égalité, mais même une régularité quelconque de répartition du travail dans les membres, et que le montage a demandé quatre années, exposant les membres en construction, par suite des variations de température, et sans qu'on pût en tenir compte, aux altérations de longueur les plus diverses, on est conduit à se demander, malgré la précision illusoire des méthodes astronomiques employées, quelle analogie il peut bien exister, dans ce remarquable ouvrage, entre les efforts calculés et les efforts réels.

La construction du pont du Forth est donc une œuvre merveilleuse et sans précédent, par sa grandeur et par la somme de difficultés vaincues qu'elle représente. Elle fait, à cet égard, le plus grand honneur aux ingénieurs qui l'ont menée à bonne fin : Sir John Fowler et M. Benjamin Baker. Seulement, il est des exemples qu'il est juste d'admirer, mais qu'il vaut mieux ne pas imiter.

III. — CONCLUSION



En somme, l'invention des poutres à consoles a mis à la disposition des ingénieurs des moyens nouveaux dont la puissance a subitement élargi, dans le monde entier, le champ des entreprises possibles.

Mais l'articulation permet *seule* de tirer du système cantilever tous les avantages dont il est susceptible, et la convenance d'appliquer les procédés de la construction rivée à de longues poutres *montées en porte-à-faux* est un sujet digne de méditation.



Fig. 594. — Pont de Memphis.
Vue intérieure, prise de la locomotive d'un train en marche.

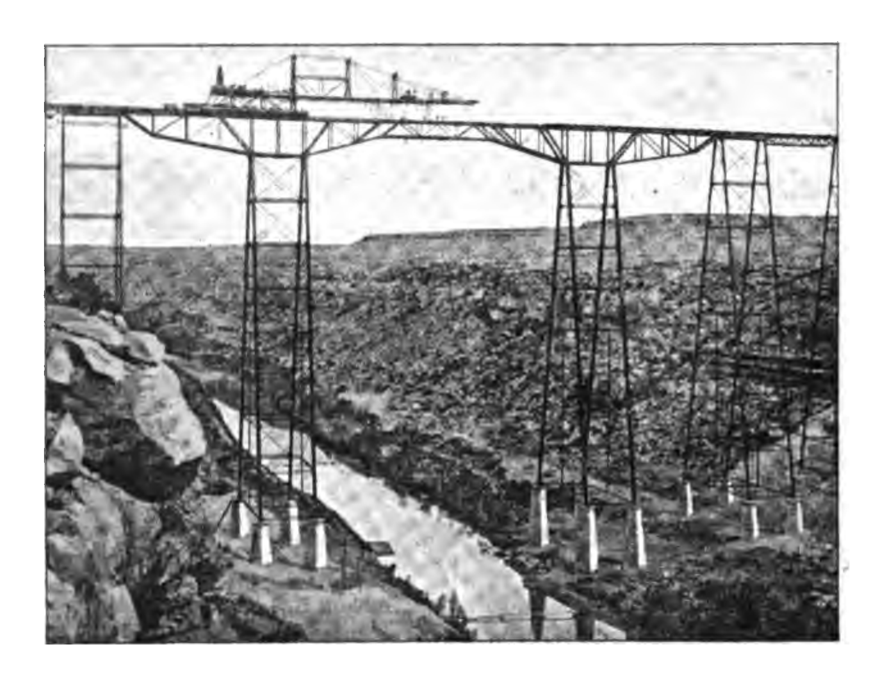


Fig. 595. — Viaduc sur le Pecos River (hauteur $97^m,53$).

CHAPITRE VIII

VIADUCS

ES viaducs abondent sur les voies ferrées d'Amérique, et l'emploi en contribue, pour une large part, à la rapidité de construction de ces lignes. Les viaducs en charpente tiennent, en général, lieu de remblais dont l'exécution serait longue et coûteuse, ou de constructions métalliques qu'il faudrait faire venir de loin et qui augmenteraient inutilement, dès l'abord, les frais de premier établissement. Le bois se trouve, au contraire, à peu près partout en abondance et à bon compte; et

souvent, sur les lignes nouvelles, qui reçoivent des Etats ou du Gouvernement d'immenses concessions de terrains, les ouvrages en charpente reviennent seulement au prix de la main-d'œuvre. Il est donc naturel que l'emploi en soit très répandu et les variétés très nombreuses.

Il y a lieu de les classer, en principe, dans deux grandes catégories : les trestles et les viaducs proprement dits.

Les viaducs américains en métal, bien qu'ils reviennent plus cher que les ouvrages en charpente, répondent, eux aussi, à un but d'économie. Il y a souvent avantage, à tous égards, à substituer un viaduc américain à un tracé terre à terre, qui descend dans le fond d'une vallée profonde, pour gravir péniblement la pente opposée, et qui nécessite, en général, indépendamment de l'allongement de la ligne et de l'augmentation des terrassements, une foule d'ouvrages à la traversée des vallées secondaires. C'est pour ce motif que l'on trouve, en Amérique, les plus *hauts* viaducs métalliques qu'il y ait au monde. Mais la valeur de la matière première a conduit, dans ce cas, les ingénieurs à élaborer un type à peu près exclusif, aux proportions parfaitement définies, et dont ils ne s'écartent plus qu'exceptionnellement.

I. — TRESTLES (V. A.)



UN trestle est une estacade, formée de cadres verticaux équidistants et reliés ensemble d'une manière uniforme.

Mais avant de décrire les nombreuses variétés du genre trestle, il convient de rappeler certaines constructions primitives, — comme principe, sinon comme origine, — dont il existe encore des exemples dans la Nouvelle-Ecosse : les *crib bridges*. C'étaient de véritables *remblais* en *bois brut*, formés d'assises croisées, à la manière des piles qu'élèvent les marchands de bois, et qui supportaient des voies de terre ou de fer. Certains de ces ouvrages atteignaient une vingtaine de mètres de hauteur.

On ne voit guère pourquoi de semblables constructions rece-

vaient le nom de ponts, sinon parce qu'ils comportaient en général une arche, de même construction, sur le thalweg de la vallée. Il paraît que ces ouvrages ont rendu d'excellents services et que, le bois pourrissant par la base, les tassements en étaient réguliers et sans danger.

C'est encore la méthode souvent usitée pour asseoir la plate-forme des chemins de fer, dans les terrains marécageux.

Toutefois, on recourt plus souvent, en pareil cas, aux *pile-bridges*, ou ponts sur pilotis. Ces ouvrages, qui règnent sur des lieues de longueur, sur certaines voies de la région des grands lacs, de la Louisiane, de l'Alabama, etc..., sont faits de successions de cadres, distants de 3 à 5 mètres. Chaque cadre se compose essentiellement de quatre pilots, coiffés d'un chapeau et contreventés par deux écharpes croisées, et supporte des longrines, sur lesquelles reposent les traverses de la voie. Ces ouvrages ont peu d'élévation ; ils ne dépassent guère 2 mètres.

Pour des hauteurs de 3 mètres à 12 mètres, on a recours aux *pile-trestles*, dont les cadres se composent de deux pieux verticaux à l'aplomb des rails, et de deux pieux latéraux inclinés à 1/12 environ, reliés diagonalement par des moises simples, et portant, suivant l'usage, chapeau, longerons et traverses.

Au-dessus de 12 mètres, — ou pour toute hauteur, quand on construit à sec, — on emploie des trestles proprement dits, qui se font en bois équarris. Il existe de fort nombreuses variétés de trestles, et les dessins se diversifient d'autant plus que la hauteur augmente. Il est absolument sans intérêt de passer en revue tous les types existants.

Nous donnons, dans l'*Atlas*, comme modèle de disposition ordinaire, les dessins réglementaires du Chicago Milwaukee & Saint-Paul Ry, pour les trestles de hauteur moyenne, ainsi que deux types de grande hauteur : divers cadres du viaduc de Two Medicine sur le Saint-Paul, Minneapolis & Manitoba Ry, et un cadre du trestle de Sucker Cove, sur le Canadian Pacific Ry, qui appartiennent, toute question de dessin à part, à deux genres bien différents : le premier représente la construction *par cadres,* dans laquelle chaque cadre est continu, de la base au sommet, des soins

spéciaux étant pris pour assurer par les assemblages la continuité des pièces; le second est un modèle achevé de la construction *par étages,* dans laquelle le trestle est divisé, dans toute sa longueur, en une succession d'assises distinctes, séparées par des cours horizontaux de poutres longitudinales, continues sur toute la longueur du viaduc.

Dans le premier exemple, les cadres s'assemblent souvent sur le sol, et se mettent alors en place d'une pièce, ce qui demande, autant que possible, des bois de grandes dimensions, et exige une manœuvre difficile, quand les fermes ont une grande hauteur.

Dans le second, au contraire, les plus hauts viaducs peuvent s'établir avec des bois de faible équarrissage et de peu de longueur. Chaque cadre partiel reste toujours maniable. D'autre part, en conservant aux étages une même hauteur, et aux pièces verticales ou inclinées une même direction dans toute la hauteur, on arrive à n'avoir, dans le plus grand ouvrage, qu'un très petit nombre de modèles différents, la longueur des seuils et des chapeaux variant seule, d'un étage à l'autre. On voit donc que si l'on a soin, comme dans le modèle, de n'employer que des assemblages primitifs à embrèvement droit, sans tenon ni mortaise, simplement maintenus par des broches; si l'on s'abstient également, dans les écharpes de contreventement, de toute disposition obligeant à entailler les bois; si, de plus, on dispose de personnel en *quantité* suffisante, quelle qu'en soit d'ailleurs la qualité, on peut, avec un petit nombre de chefs d'atelier entraînés, construire les plus grands ouvrages dans un minimum de temps. C'est donc, par excellence, le modèle d'un *viaduc militaire*[1].

Dans un cadre de trestle, il faut distinguer : les montants centraux, qui portent principalement la surcharge, et qui se retrouvent dans tous les dessins; les montants latéraux, d'autant plus nombreux que la hauteur est plus considérable, qui supportent le poids mort, soutiennent les entretoises horizontales en des points choisis de leur portée, et contribuent à la stabilité latérale de la

1. — Voir notre notice sur les applications militaires des ouvrages américains en charpente dans la *Stratégie et Grande Tactique du Général Pierron.*

charpente, — le dessin en est essentiellement variable; — le seuil, le chapeau, et enfin les écharpes de contreventement.

Longitudinalement, les cadres sont reliés par des étages de lisses horizontales, équidistants dans la hauteur, et aussi, — dans les trestles *bien conditionnés*, de *moises diagonales*.

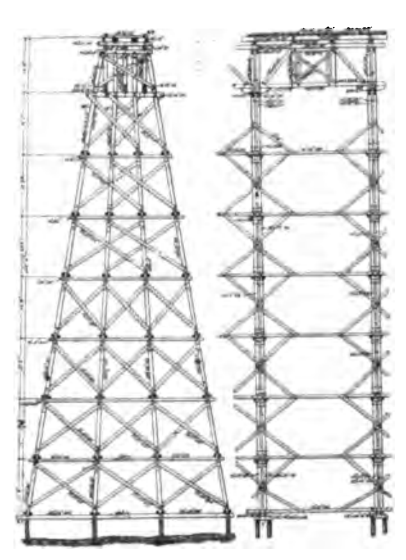


Fig. 596-597. — Hauts Trestles du Saint-Paul, Minnéapolis & Manitoba Ry.

Cette dernière précaution est malheureusement souvent omise : les ingénieurs américains se tient, dans nombre de cas, par raison d'économie, à l'appui prêté par les flancs de la vallée. Mais l'insuffisance de contreventement longitudinal a pour effet inévitable de transformer en désastre tout accident local. Les figures 596-97 représentent le contreventement longitudinal adopté sur les hauts trestles du Saint-Paul, Minnéapolis & Manitoba Ry. Mais ce n'est point, assurément, le système le plus simple.

ous n'insisterons point sur ces détails, car on peut trouver dans les ouvrages spéciaux — notamment dans le traité de M. Wolcott C. Foster, — des renseignements très complets sur ce genre de constructions et sur leurs prix de revient.

Nous dirons simplement quelques mots encore des fondations et des applications des trestles.

Quand le terrain est solide et le trestle de hauteur moyenne, on se contente souvent d'asseoir le seuil dans une fouille bien dressée.

Si le terrain présente une résistance insuffisante, la fondation se fait souvent sur pilotis. C'est aussi le cas des trestles qui franchissent des cours d'eau, des lacs ou des baies. Le lac Ponchar-

train, baie assez vaste, mais peu profonde, du golfe de Mexique, est franchi par diverses lignes de chemins de fer, sur des trestles qui dépassent 30 kilomètres de longueur.

On emploie aussi quelquefois des cribs, pour procurer des appuis horizontaux au pied des cadres, quand le terrain a une forte pente transversale. Mais cette solution est très dangereuse; car les cribs pourrissent rapidement par la base, alors que les parties supérieures du viaduc sont encore intactes, et, sous des charges locales aussi considérables, et par suite des vibrations causées par le passage des trains, ils peuvent venir à tasser brusquement, en entraînant de graves accidents. Il n'est d'ailleurs pas possible d'en vérifier l'état, ni de les entretenir, et ils devraient dès lors être absolument proscrits dans les viaducs supportant des voies ferrées.

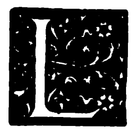
On se sert aussi des coffrages remplis d'enrochements.

Les trestles se prêtent facilement à toutes les exigences des lignes de montagne. On en rencontre, sur les chemins de fer à voie étroite du Colorado, qui sont à la fois en rampe de 45 millimètres, et en courbe, ou même en S. Le chemin de fer d'Esquimault & Nanaïmo, dans l'île de Vancouver, en présente aussi de remarquables spécimens. La forme des cadres ne change point pour cela : il suffit de donner le dévers voulu au chapeau supérieur. Le trestle de Sucker Cove, représenté sur l'Atlas, en montre un exemple.

Dans les trestles de grande hauteur, on est quelquefois amené à doubler les montants des fermes, surtout quand les bois sont de faible équarrissage. Dans certains cas exceptionnels, on a aussi donné aux fermes un fruit qui augmente vers la base : c'est le cas des grands trestles, de près de 50 mètres de hauteur, de Two Medicine, mais ce sont là des dispositions exceptionnelles, motivées, en général, par des circonstances spéciales et sur lesquelles il est inutile d'insister autrement.

Le plus haut trestle qui ait jamais existé était le fameux viaduc de Portage, haut de 50 mètres, construit par Sylas Seymour en 1850 et qui a servi jusqu'en 1868, date à laquelle il a été détruit par un incendie.

II. — VIADUCS EN CHARPENTE



Les viaducs en charpente, proprement dits, se composent, à la manière des viaducs métalliques européens, de poutres d'une certaine portée, reposant sur des tours isolées.

Ces ouvrages sont, de beaucoup, les plus hardis que l'on rencontre sur les chemins de fer d'Amérique, car ils atteignent aux mêmes hauteurs que les viaducs en métal, et les travées jetées d'une tour à l'autre, qui sont presque toujours des poutres Howe, atteignent quelquefois 60 mètres de portée. Ces viaducs s'emploient en grand nombre sur les lignes Pacifiques, à la traversée des Montagnes Rocheuses, de la Sierra Nevada, des Selkirks, etc... Nous avons donné précédemment (fig. 86) une photographie du viaduc sur le Stony Creek, qui franchit — ou franchissait, — sur le Canadian Pacific Ry, une gorge de 97 mètres de profondeur, sur le versant Est des Selkirks. La fig. 598 représente un autre ouvrage du même genre, le viaduc de Marent Gulch, construit en 1883, sur le versant Ouest des Montagnes Rocheuses, pour la ligne du Northern Pacific Ry et, depuis, remplacé par un viaduc métallique.

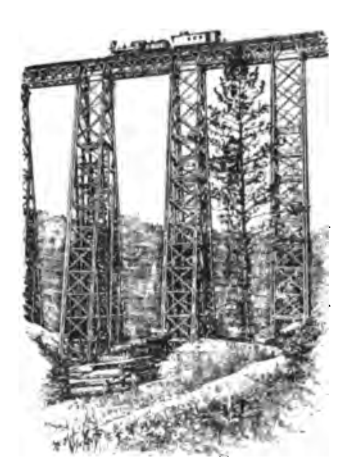


Fig. 598. — Viaduc en charpente de Marent Gulch (Rail Road Gazette).

Cet ouvrage avait une longueur de 263^{m},96, et la plus grande hauteur de la charpente était de 69^{m},18; il était en pente de 20 millimètres. Il avait été construit avec des bois abattus dans le voisinage immédiat, et avait coûté 428.000 francs ($ 85.600).

Nous donnons, dans l'atlas, les dessins [1] du viaduc de Two Me-

1. — Elévation générale, élévation d'un cadre de la plus haute tour et d'un cadre de trestle.

dicine, sur le Saint-Paul, Minneapolis & Manitoba Ry, qui compte aussi parmi les plus hauts.

Il a 230 mètres de longueur et se compose d'une travée de 36m,57, de quatre travées de 12m,19, reposant sur des tours et encadrées de trestles. On a été amené à cette solution mixte, parce qu'au-dessus de 30 mètres, il y a économie à écarter les cadres, en supportant, dans l'intervalle, la voie par des poutres Howe.

Les fig. 596-97 représentent une autre application du même principe, à de hauts trestles de la même ligne.

La plus grande hauteur du viaduc de Two Medicine est de 64m,30. Les tours ont un fruit qui croît vers la base. On s'est attaché à n'adopter, dans les dessins, que des dispositions permettant, à tout moment, le remplacement d'une quelconque des pièces de la charpente. Il entre dans la construction 1.700 mètres cubes de bois.

Il est inutile d'insister davantage sur ce genre d'ouvrages, dont les figures donnent une idée exacte. Ils rendent d'immenses services en Amérique, en permettant de construire, à peu de frais, des voies ferrées dans des régions montagneuses inaccessibles à tout transport et où se trouvent accumulés tous les obstacles naturels. Mais les Compagnies de chemins de fer qui y ont recours en usent avec la plus grande prudence, prescrivent en général de n'y circuler qu'avec une vitesse réduite (environ 16 kilomètres), et s'empressent de les remplacer, — quand l'état de leur caisse le permet, — sans en attendre l'usure. C'est le cas du viaduc de Marent Gulch : dès 1884 on en décida le remplacement par un viaduc métallique, qui était achevé et livré à l'exploitation en 1885.

III. — VIADUCS MÉTALLIQUES



LE viaduc métallique américain est sorti, par une évolution lente, du trestle en charpente. Tandis que l'on continuait à construire des trestles entièrement en charpente, d'après les types anciens, qui comprenaient à peu près toutes les variétés actuelles, certains ingénieurs introduisaient peu

à peu, dans les trestles en charpente, des organes métalliques : ce furent d'abord les écharpes en bois qui firent place à des tirants en métal, puis les montants, et enfin, mais après de longues hésitations, les entretoises horizontales. Il y eut bien, en outre, quelques essais nouveaux de dessins originaux; mais ils n'ont point fait école en Amérique.

Tel est le cas des viaducs primitifs, construits par Albert Fink, en 1852-53, sur le B. & O. R. R. (fig. 600-601), — et aussi des viaducs de M. F. C. Lowthorp, 1856-57 (fig. 602-603), à grandes travées reposant sur des tours isolées[1] : peu de viaducs, en Amérique, présentent cette disposition.

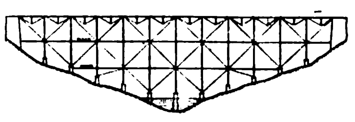


Fig. 599. — Viaduc de Bullock Pen.

Quant aux transformations du trestle, c'est à Wendal Bollman, en 1851, qu'il en faut faire remonter l'origine. Le viaduc de Carey Street a, le premier, de longs tirants inclinés, en fer, analogues à ceux de la fig. 599; et les sabots des montants sont en fonte. Les tirants étaient des tringles boulonnées, articulées, à la base, avec les sabots, et tendues par le serrage des écrous sur les têtes des fermes.

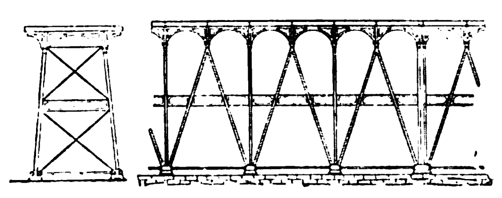


Fig. 600-601. — Viaducs en fonte de M. Fink.

Les viaducs de Buckeye et de Tray Run, de M. Fink, sont les premiers entièrement en fonte (fig. 600-601).

De 1852 à 1857, on construit divers phares à tours métalliques, composées de quatre colonnes contreventées dans toutes les directions[2]. C'est à cette époque que MM. Liddell et Gordon con-

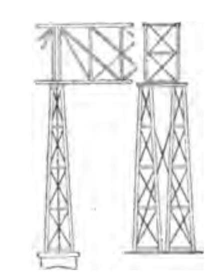


Fig. 602-603.
Viaduc de Jordan Creek.

1. — Tous les organes de compression étaient en fonte; les organes de tension, en fer. Le viaduc de Jordan Creek, sur le Catasauqua & Fogelsville R. R., a servi jusqu'en 1889.

2. — Phares de Cary's Fort, Saud Key, Sombrero Key et Alchapalaya.

struisirent, en Angleterre, le viaduc de Crumlin, atteignant à la hauteur de 60 mètres.

Le viaduc de Jordan Creek (fig. 602-603), de M. Lowthorp, date de 1857.

Ces viaducs avaient l'inconvénient de demander d'importantes ondations.

Le viaduc de Bullock Pen (fig. 599), construit par Smith, Latrobe & Co, en 1867-68, est le premier *trestle métallique;* les entretoises horizontales sont toutefois encore en bois. Le dessin est breveté par M. Frédérick H. Smith, bien qu'une part en revienne à M. C. H. Latrobe, et surtout à M. C. Shaler Smith.

Aux viaducs de Running Water, et de Lyon Brook, apparaît un dessin nouveau : le trestle comporte, sur la rivière franchie, une travée Fink, d'une trentaine de mètres, supportée par *deux tours entièrement en fer*, auxquelles s'arrête, de part et d'autre, le trestle, d'ailleurs semblable aux précédents. Ces tours, composées de deux cadres parallèles, contreventés en tous sens, sont l'organe essentiel et définitif du viaduc américain. Dans les viaducs construits par MM. Smith, Latrobe et Smith, les chapeaux, les sabots, les *boîtes d'assemblage (joint boxes)*, étaient en fonte, et les tirants étaient boulonnés contre des douilles. Mais les longues entretoises horizontales étaient *en bois*.

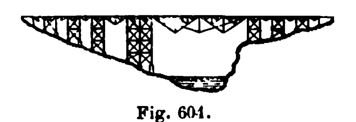


Fig. 604.
Dessin breveté par M. Shaler Smith.

C'est M. C. Shaler Smith qui, en 1869, prit le premier brevet pour un dessin comportant des tours isolées, exclusivement métalliques (fig. 604).

Le viaduc de Verrugas (fig. 564) est le premier viaduc *en fer*, construit par la Baltimore Bridge Co, qui comporte des tours isolées. M. C. H. Latrobe en fit lui-même les dessins[1]. Ce viaduc a été détruit, en 1889, par une inondation (voir page 486).

A la même époque, M. T. C. Clarke proposait une solution analogue pour les viaducs d'accès du pont projeté de Blackwells Island sur l'East River (fig. 196).

1. — Voir Lavoinne et Pontzen.

En 1871, M. Edward Serrell invente des dispositions pour permettre la dilatation des tours métalliques autour d'une colonne fixe.

C'est en 1873 que M. G. Bouscaren construit son premier viaduc métallique, au Horseshoe Run (fig. 605), pour le Cincinnati Southern R. R. Ce dessin se ressent de l'influence de M. Shaler Smith, qui considérait encore comme essentiel qu'un tirant incliné *au moins*, par groupe de cadres, s'étendît de la base au sommet. Mais, en 1876, M. Bouscaren adopte définitivement l'alternance de tours formées de deux cadres, et de travées d'égale ouverture (fig. 606). Dans chaque tour, une colonne est fixe; les trois autres se déplacent sur des plaques de friction. La dilatation des travées comprises entre les tours se fait, de même, à une de leurs extrémités. Enfin le dernier progrès, introduit par M. Bouscaren, consiste dans l'adoption de proportions variables, suivant la hauteur, entre la longueur des travées et celle des tours, qui permet de réaliser la plus grande économie.


Fig. 605.
Viaduc du Horseshoe Run.


Fig. 606.
Viaduc de Fishing Creek.

Le viaduc de Portage, construit, en 1875, par M. George S. Morison, en remplacement de l'ancien trestle, détruit par un incendie, se compose aussi de tours formées de deux cadres seulement, et supportant des travées isolées.

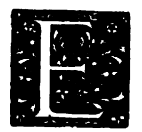
Le viaduc américain était créé, et les ouvrages similaires construits depuis n'ont fait qu'en reproduire les dispositions, dès lors classiques. Les principaux sont les viaducs de Kinzua, de la Loa, du Pecos River.

En 1881, M. G. Bouscaren a inauguré un nouveau genre de viaducs, — les viaducs articulés (V. A.), — dont les supports sont des cadres oscillants isolés, réunis par un tablier dès lors continu; la dilatation se fait sur l'une des culées[1].

Il ne faut pas oublier, dans cette énumération, trois grands ou-

1. — Les figures 599-606 et la majeure partie des renseignements correspondants sont empruntés à une notice présentée par M. J. E. Greiner à la Société des Ingénieurs Civils d'Amérique.

vrages qui ne rentrent point dans la classification précédente, tenant, à un degré variable, des divers types que nous avons décrits : ce sont le viaduc de Marent Gulch, de M. Geo. S. Morison, le viaduc de Rondout, de la Phœnix Bridge Co, et le viaduc de Saint-Paul, de M. C. L. Strobel.



En résumé, un viaduc américain se compose d'une succession de tours, formées chacune de deux cadres transversaux (*bents*) parallèles (fig. 607), et laissant, entre elles, des ouvertures égales ou peu supérieures à la largeur des tours. L'usage a fixé cette largeur à 30′ (9m,14). Dans ces conditions, l'espacement le plus économique, pour les tours, varie, d'après M. Edwin Thacher, dans les proportions suivantes, qui correspondent à l'égalité de poids des tours et du tablier.

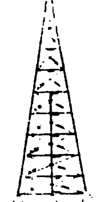


Fig. 607. Élévation du plus haut cadre du viaduc de Kinzua (92m,05).

HAUTEUR DES TOURS	LONGUEUR DES TRAVÉES	
	Sur les tours	Entre les tours
Jusqu'à 15m,24	9m,14	9m,14
De 15m,24 à 27m,43	9m,14	12m,19
De 27m,43 à 36m,58	9m,14	15m,24
De 36m,58 à 60m,96	9m,14	18m,29

Chaque tour se compose essentiellement de quatre montants ou colonnes, sans fruit longitudinal, mais ayant un fruit latéral fixé, également par l'usage, à 1/6. Elles sont construites par étages, de hauteur généralement constante, et, à chaque séparation entre deux étages, sont réunies par une assise d'entretoises. A la partie inférieure de chaque cadre, ces entretoises atteignent une grande longueur; on est donc obligé de les soutenir, en leur milieu, par des colonnes auxiliaires (fig. 607) qui règnent sur toute la hauteur nécessaire. Les colonnes auxiliaires des deux cadres d'une tour sont aussi reliées, à chaque étage, par des entretoises, et chacun des panneaux longitudinaux, transversaux, ou horizontaux,

en lesquels une tour se trouve ainsi décomposée, est armé de tirants ajustables, recevant, suivant l'usage, une tension initiale, qui est normalement de 7 kilogrammes par millimètre carré.

Chaque colonne repose sur un support en maçonnerie *isolé,* et les dessins de l'atlas montrent que cette solution permet d'établir les tours des viaducs américains en des endroits où toute autre construction entraînerait des dépenses considérables.

Les colonnes auxiliaires, au lieu d'avoir une fondation propre, sont quelquefois *suspendues,* à l'aide de tirants spéciaux, aux colonnes principales : c'est même, maintenant, la disposition la plus répandue.

Généralement, dans chaque tour, une colonne est fixe, et la base de chacune des autres est libre de se déplacer sur une plaque de friction, mais seulement dans la direction voulue pour la dilatation. Les patins mobiles sont alors percés de trous ovalisés, pour les boulons d'ancrage. La disposition la plus parfaite, dans ce genre, est celle du viaduc de Saint-Paul, où chaque colonne mobile repose sur un chariot (V. A).

Au viaduc du Kentucky River, les piles se dilatent radialement, sur des chariots à double étage, autour du centre qui est seul fixe, et auquel les colonnes sont reliées par des tirants.

Les colonnes des viaducs se sont longtemps faites en fers Phœnix, qui présentaient de grands avantages en raison de leur forme cylindrique et de la qualité du fer employé pour les fabriquer. Mais les colonnes Phœnix ne sont plus usitées. On leur a reproché la difficulté d'assemblage, et l'impossibilité de toute visite, les exposant à une destruction fatale. Il paraît, néanmoins, qu'au viaduc de Kinzua, des vérifications récentes ont permis de constater que l'état de la peinture primitive, mise à l'intérieur, ne laissait pas à désirer, — ce qui est possible, en somme, cette peinture étant soustraite à l'action des agents atmosphériques.

La construction des grands ponts cantilevers a conduit à adopter, pour les colonnes des tours, des sections composées, analogues à celles des membres de compression des fermes : nous donnons en particulier, dans l'atlas, les tours de Niagara et de Poughkeepsie. Enfin les colonnes en fers Z, formées de quatre fers Z réunis par

un lacis, et introduites, depuis quelques années, dans les viaducs, par M. C. L. Strobel, sont entrées dans la pratique, en raison des avantages qu'elles présentent : ces colonnes (fig. 340) sont les plus simples de toutes, comme construction; on peut leur donner un rayon de giration sensiblement constant en tous sens; enfin, elles ont donné, aux essais en vraie grandeur faits par M. Strobel, aux ateliers de la Keystone Bridge Co., pour la construction du viaduc de Randolph, des résultats tellement satisfaisants, qu'elles ont été substituées aux anciennes colonnes Phœnix pour la construction du viaduc du Pecos River.

Les poutres des viaducs du *genre américain* sont toujours, maintenant, ***des poutres rivées, à contreventement rivé***, et souvent même des ***poutres pleines***. Celles qui sont situées sur les tours y sont invariablement fixées ; celles, au contraire, qui franchissent l'intervalle de deux tours sont fixées à l'une et seulement agrafées sur l'autre, d'une manière qui permet la dilatation calculée, mais s'oppose à tout déplacement de plus grande amplitude.

Nous signalerons quelques autres types de viaducs : les viaducs à tours pyramidales de M. Morison; les viaducs à grandes travées, qui se rapprochent des viaducs européens; les viaducs articulés, qui se composent de cadres oscillants, supportant une *file continue* de poutres. Les cadres peuvent osciller sur des articulations, comme au viaduc d'Apple Tree Branch, ou sur des rotules, comme au viaduc de Saint-Paul. La dilatation se fait sur un support fixe, à l'extrémité de la partie oscillante du viaduc. Certains viaducs d'accès de ponts métalliques se composent de travées articulées, reposant sur des piles en maçonnerie, des tours, ou des cadres oscillants de peu de hauteur.

LE montage des viaducs américains se fait à l'aide de chariots surplombants.

Quand la hauteur n'est pas trop considérable, on peut assembler les cadres entiers à plat, et les mettre en place d'une pièce. C'est la manœuvre représentée dans l'atlas, pour le viaduc de Randolph. Mais, pour les viaducs importants, on monte, en général, un à un, chaque segment des colonnes.

Quant aux poutres, elles se déposent en place tout achevées, — dans les viaducs du genre américain, — ou se montent sur échafaudages — dans les viaducs à grandes travées.

Pour la description des ouvrages anciens, dont les plus intéressants sont le viaduc de Verrugas, de M. Latrobe, les nombreux viaducs du Cincinnati Southern Ry, de M. G. Bouscaren, et le viaduc de Portage, de M. G. S. Morison, nous renverrons à l'ouvrage de MM. Lavoinne et Pontzen.

**iaduc de Kinzua**; (**V. A.**). — Le viaduc de Kinzua, — ou plutôt du Kinzua-Creek (fig. 607-626 et 633), — a été construit, en 1882, par Clarke, Reeves & Co., pour le New-York, Lake Erie & Western R. R.

La vallée du Kinzua, qui a environ 95 mètres de profondeur, coupe le plateau sur lequel la ligne est établie, et l'on n'aurait pu

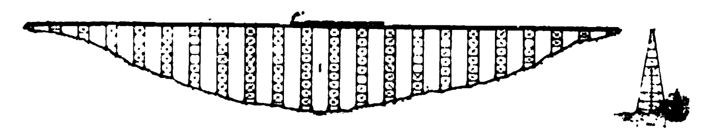


Fig. 608-609. — Viaduc de Kinzua.

se dispenser de la solution adoptée qu'au prix de rampes de 20 millimètres. La Compagnie se décida donc pour la construction du viaduc, en imposant au constructeur des délais très courts.

Les données du viaduc sont les suivantes :

Longueur	624 mètres.
Hauteur	92^{m},05.
Largeur des tours.	11^{m},73.
Longueur des travées intermédiaires.	18^{m},59.
Hauteur des poutres.	1^{m},83.
Largeur de la plate-forme.	5^{m},49.
Largeur de la voie.	1^{m},44.
Inclinaison des colonnes.	1/6.
Poids de fer.	1.271^{T},2.
Durée du montage.	4 mois.

Sur un viaduc de semblable hauteur, le vent a une action considérable : cette vérité, qui a toujours été admise en Amérique, en raison de la fréquence des cyclones, n'est guère reconnue par *tous* les ingénieurs européens que depuis l'accident du viaduc de la Tay.

La pression spécifiée par M. O. Chanute, Ingénieur en Chef du chemin de fer, au viaduc de Kinzua, est de 243 kilogrammes par



Fig. 610. — Vue du viaduc de Kinzua (Phœnix Bridge Co).

mètre carré, sur la surface de chaque ferme, ou de 146 kilogrammes sur la surface de chaque ferme et d'un train continu. Ces chiffres sont, au moins en apparence, inférieurs à ceux que l'on admet en France; mais il faut remarquer que, dans les ponts comme dans les viaducs américains, on admet *toujours* que la pression du vent s'exerce sur la *surface totale* exposée de chaque ferme, considérée *isolément*. Les coefficients ci-dessus sont à peu près universellement acceptés en Amérique, parce que l'on estime que, si la pression du vent atteignait 146 kilogrammes, le train serait renversé. Il résulte d'ailleurs d'expériences faites pour la construction du pont du Forth, que les évaluations américaines donnent toute sécurité. La pression du vent ne produit aucune tension dans les colonnes quand il y a un train sur le viaduc; dans

le cas contraire, il se produit, dans chaque colonne *au vent*, une tension atteignant $5^T,4$, qui est combattue par de forts boulons d'ancrage. Les poutres et leur contreventement sont rivés.

Le pont est calculé pour supporter des machines « *Consolidation* » — pesant, tender compris, $72^T,6$ sur $16^m,54$ d'empattement total, et de 40 tonnes de poids adhérent sur $4^m,70$ de base, — et un train pesant 4.464 kilogrammes par mètre courant, en outre du poids mort, qui est de 1.488 kilogrammmes par mètre courant.

Les colonnes Phœnix, ayant une résistance limite de $24^k,5$ par millimètre carré à l'écrasement, ne subissent, du fait du poids mort et des charges roulantes, que le cinquième de cet effort. Leur charge n'est ainsi que de $4^k,9$ par millimètre carré.

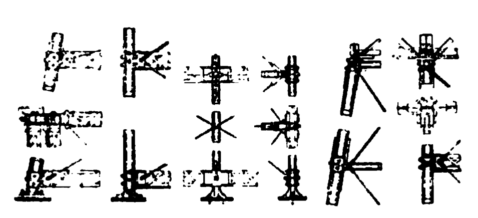


Fig. 611-626. — Viaduc de Kinzua. (Détails de construction).

Pour les efforts dus au vent, on a admis, dans les colonnes, le coefficient de sécurité de 3 1/2, — soit des efforts de 7 kilogrammes. — Les tringles peuvent subir des efforts de $10^k,5$.

Le montage se fit en 4 mois, sans échafaudages, avec une moyenne de 40 ouvriers : cela correspond à un avancement de $152^m,40$ par mois. Le métal arrivait sur une rive, était descendu dans un couloir en bois, et monté à l'aide d'une grue roulant sur le tablier. Les segments successifs des colonnes étaient mis en place à l'aide de mâts amarrés contre la partie déjà montée, et qu'on relevait à chaque fois. On se servait de deux treuils à vapeur, comprenant chacun quatre poupées indépendantes, et manœuvrant environ 4 kilomètres et demi de cordages.

Les joints des colonnes étaient situés à la jonction même des entretoises : cette disposition fit perdre du temps. Les joints se faisaient à l'aide de manchons cylindriques, en tôle, s'emboitant à l'intérieur des colonnes et les reliant ensemble, à l'aide de quatre forts boulons, qui servaient en même temps à fixer les entretoises.

Les trains y passent à toute vitesse.

iaduc sur la Loa; (V. A.). — Ce viaduc est le plus élevé qu'il y ait au monde, si l'on tient seulement compte de la hauteur de la construction : les viaducs en arc de Garabit et de San Guistina franchissent seuls, d'ailleurs, des ravins plus profonds.

Il donne passage au chemin de fer, à voie de 0m,76, d'Antofagasta, en Bolivie, par-dessus un profond ravin de la Cordillère des Andes, à 3.000 mètres au-dessus du niveau de la mer. Ce n'est point, à proprement parler, une œuvre américaine, puisqu'elle a été conçue et exécutée par des ingénieurs et des entrepreneurs anglais; mais c'est une copie du type classique des viaducs américains, qui présente, en outre, un intérêt spécial, par suite de la comparaison qu'il permet de faire entre les méthodes originales américaines et leurs applications par d'autres peuples.

La longueur totale d'une culée à l'autre est de 243m,84; l'altitude des rails au-dessus des eaux de la Loa est de 102m,56; la plus grande hauteur de la construction métallique atteint 97m,57. Le viaduc se compose de travées mesurant alternativement 9m,75 sur les tours, et 24m,38 d'une tour à l'autre. Aux extrémités, sont deux travées plus courtes, de 19m,51 et 9m,75. Les poutres sont rivées, de système triangulaire; elles ont 2m,41 de hauteur et 2m,69 d'écartement; la plate-forme a 3m,96 de largeur, et la voie en occupe le milieu. De chaque côté de la voie, — posée sur des longrines portées par les longerons, — se trouve une passerelle en charpente (fig. 627). En revanche, l'entrevoie est laissée ouverte. Les pièces de pont sont articulées sur les fermes, et les tringles du contreventement transversal s'assemblent sur une armature centrale, comme l'indique la figure. Les colonnes sont des fers Phœnix anglais de 0m,38, entre les brides desquels sont interposés des fers plats de 0m,019; elles ont le fruit transversal usuel de 1/6. Les segments successifs sont assemblés à l'aide de diaphragmes, de section cruciale, faits de tôles de 0m,019 et de cornières, et longs de 1m,42, dont les tôles, rivées entre les brides des fers, éclissent les segments successifs. Les socles sont en fonte. La division par étages et le dessin des cadres sont conformes à l'usage.

Il résulte de cet examen qu'à part la jonction des colonnes, qui est satisfaisante, les nouveautés principales du dessin consistent dans l'absence de tablier dans l'entrevoie, l'articulation des pièces de pont, le retour au contreventement articulé, et la modification du mode de tension des tirants. Or, il serait difficile de considérer ces altérations comme des améliorations : d'abord, si la suppression de la partie centrale du tillac peut diminuer les chances d'incendie, elle semble devoir transformer le moindre déraillement en catastrophe. L'articulation des pièces de pont peut être motivée dans une construction articulée, mais les poutres sont rivées; et l'articulation présente, dans l'exemple considéré, l'inconvénient de faciliter la flexion des pièces de pont, et de détendre, par conséquent, au passage des charges, le contreventement transversal. Le dessin est d'ailleurs très inférieur à celui des ouvrages américains similaires, avec ses pièces de pont de faible hauteur, dont on semble avoir, comme à plaisir, aggravé la condition en donnant aux poutres un espacement exagéré, alors qu'il était facile — et indiqué — de placer les passerelles en porte-à-faux comme à Kinzua. Le mode de jonction des tringles de contreventement est non moins vicieux : le réglage en est compliqué, et l'armature semble fatalement exposée, par sa forme, à des ruptures.

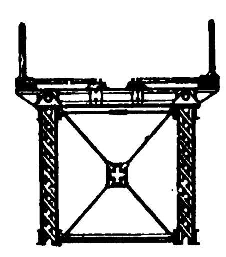


Fig. 627.
Coupe des poutres du Viaduc sur le Loa.

En revanche, le procédé de montage, à l'aide d'un tramway aérien *(cable-way)*, est intéressant. En travers de la vallée deux câbles métalliques furent tendus, auxquels fut suspendu un truc, manœuvré à l'aide de treuils à vapeur installés sur les deux crêtes; ce tramway servit à amener et à mettre en place toutes les parties des tours. Quant aux poutres, dont le poids ne dépassait pas 10 tonnes, elles étaient déposées sur les tours par une grue de 12 tonnes, à flèche de 15^{m},24, roulant sur le viaduc.

Les charges roulantes pèsent 2.000 kilogrammes par mètre courant. Les trains sont autorisés à marcher à l'allure de 48 kilomètres à l'heure. Le poids total de la partie métallique de la construction est de 1.115 tonnes.

Les dessins sont de M. Edward Woods; le tracé sur le terrain fut fait par M. Josiah Harding; la construction est l'œuvre de la Horseley Co, de Tipton, Staffordshire; et le montage fut dirigé par M. Peter Fisher : il demanda neuf mois et une moyenne de 35 hommes sur le chantier (1888-89).

**iaduc de Pécos; (V. A.).** — Ce viaduc, sur le Southern Pacific R. R., fait partie d'une rectification de l'ancienne ligne, dont le principal but a été de supprimer une section d'environ 25 kilomètres dans les canyons du Rio Grande. Cette partie de la ligne avait coûté fort cher. Elle avait nécessité la construction de nombreux ouvrages, au débouché des vallées secondaires, représentant une dépense très supérieure au prix de revient ultérieur du viaduc. La plate-forme avait dû être taillée à la mine, au flanc d'une falaise presque verticale, en calcaire tendre, d'où s'éboulaient, à tout moment, des quartiers de roche qui bloquaient la voie. On avait dû, en conséquence, pour éviter des accidents, organiser un gardiennage de jour et de nuit, qui était fort onéreux.

On s'arrêta à un tracé qui évitait presque tout terrassement, et ne demandait que des courbes de 430 mètres de rayon et des rampes de 8 millimètres; la nouvelle ligne raccourcissait la route de 18 kilomètres, et franchissait le Canyon du Pécos sur un haut viaduc qui évitait, dans les deux sens, une montée de $115^{m},21$.

Le viaduc, entièrement en acier (fig. 595), a $664^{m},38$ de long, entre culées, et se compose d'une alternance de poutres en treillis rivé et de poutres pleines, reposant sur des tours en acier. Les poutres pleines, qui se trouvent sur les tours, ont $10^{m},67$ de portée; les poutres en treillis ont $19^{m},81$. Pour franchir la rivière on a eu recours à un système cantilever qui se compose de deux consoles de rive, de $31^{m},24$, et de deux consoles en porte-à-faux de $21^{m},33$, supportant une travée suspendue de $24^{m},38$. Cette partie du viaduc est articulée, à part la travée suspendue, qui est rivée. La hauteur des rails au-dessus de l'eau est de $97^{m},53$. La plus grande hauteur de la partie métallique de la construction est de $82^{m},12$. Les tours sont au nombre de 23; elles sont

en fers Z, à l'exception des deux tours supportant les balanciers, qui ont la section usuelle, en auget. Ces dernières sont fondées sur le rocher, à une profondeur de 9 mètres à 12 mètres au-dessous du niveau du sol. Les soubassements des tours centrales, auxquels on a dû donner une grande hauteur pour tenir la partie métallique à l'abri des crues, sont en maçonnerie de pierres de taille, et ont la section carrée, disposée diagonalement, déjà signalée ailleurs.

Les boulons d'ancrage des quatre tours principales furent mis en place pendant la construction des maçonneries; les autres furent simplement scellés après coup, au mortier de ciment Portland. Il est inutile de dire, d'ailleurs, qu'il ne peut se produire aucun effort de tension sur ces boulons, pas même sur ceux des tours d'ancrage du système cantilever.

Chaque tour se compose de deux cadres parallèles, espacés de $10^{m},67$, comportant chacun deux montants ayant un fruit de 1/6.

Les tours sont divisées, par des ceintures d'entretoises, en étages de $9^{m},14$; tous les panneaux rectangulaires ainsi formés sont raidis par des diagonales ajustables; les entretoises des étages inférieurs des cadres sont reliées entre elles, en leur milieu, par des colonnes verticales soutenues par ces diagonales. Ces colonnes auxiliaires sont elles-mêmes réunies entre elles par des entretoises et des tirants ajustables, formant une ferme intermédiaire.

Les poutres pleines sont invariablement fixées aux tours. Les poutres en treillis sont, au contraire, mobiles à une de leurs extrémités, la jonction avec les tours étant faite à l'aide de boulons passant dans des trous ovalisés.

La pression du vent, qui est la considération la plus importante dans un semblable viaduc, a été évaluée, comme à Kinzua, à 243 kilogrammes par mètre carré sur la surface totale du viaduc, lorsqu'il n'y a pas de train, et à 146 kilogrammes par mètre carré sur la surface totale du viaduc et d'un train en couvrant toute la surface. On a estimé, en effet, comme à Kinzua, qu'une semblable pression renverserait le train.

Pour éviter le danger d'incendie, le tablier est recouvert de tôle mince.

Pour les charges roulantes, le pont satisfait au cahier des charges du Southern Pacific Ry.

Le poids mort est évalué ainsi qu'il suit :

Travée suspendue	1.786 k.
Console en porte-à-faux	2.380 k.
Console d'ancrage	2.380 k.
Poutre pleine de 10m,67. . . .	1.279 k.
Poutre en treillis de 19m,81 . .	1.339 k.
Le viaduc, achevé, pèse en tout.	1.653.000 k.

La Phœnix Bridge Co., chargée de la construction, effectua le montage d'une manière remarquable, sans le secours d'aucun échafaudage. Le travail commença le 3 novembre 1891, avec peu de personnel, et toute la moitié Est du viaduc, y compris la moitié du système cantilever, était achevée le 30 décembre 1891 ; sur ce temps, on avait perdu 9 jours, en attendant le remplacement de pièces endommagées pendant le transport : 812.469 kilogrammes de métal avaient donc été mis en place en 44 jours, ce qui fait une moyenne de 18.465k par jour. Le chariot fut alors démonté et transporté par chemin de fer sur l'autre rive. Le 8 janvier 1892, le travail commença à l'Ouest, et le 20 février 1892 le montage était complètement achevé. Il n'avait fallu que 30 jours pour mettre en place 840.531 kilogrammes de métal, soit une moyenne de 28.017k par jour.

Le chariot de montage, que l'on voit sur la fig. 628-30, était fort bien compris. Il avait un surplomb de 37m,94 et couvrait, par conséquent, plus de deux travées. Il comprenait 4 fermes : deux, espacées de 3m,05, situées à l'aplomb des poutres et roulant sur elles; et deux, en porte-à-faux, espacées de 5m,49. Entre ces fermes se trouvaient, à l'arrière, deux contrepoids constitués par 22.500 kilogrammes de rails. Pour prévenir tout accident, le chariot était en outre fixé par des mâchoires aux semelles supérieures des poutres. Tout le centre du chariot était évidé et

permettait d'amener sur wagonnets les pièces métalliques.

Deux machines à vapeur, installées sur le chariot, fournissaient la force nécessaire. Les pièces étaient soulevées des wagonnets, amenées à l'aplomb de leur lieu d'emploi et descendues en place. Pour monter les colonnes, on était obligé, à cause de l'empattement du viaduc, de se servir de lignes inclinées, amarrées au sol à une distance convenable de l'axe, dans le plan de chaque cadre. Quant aux poutres, elles arrivaient achevées, et étaient descendues sur les tours.

Pour monter le système can-

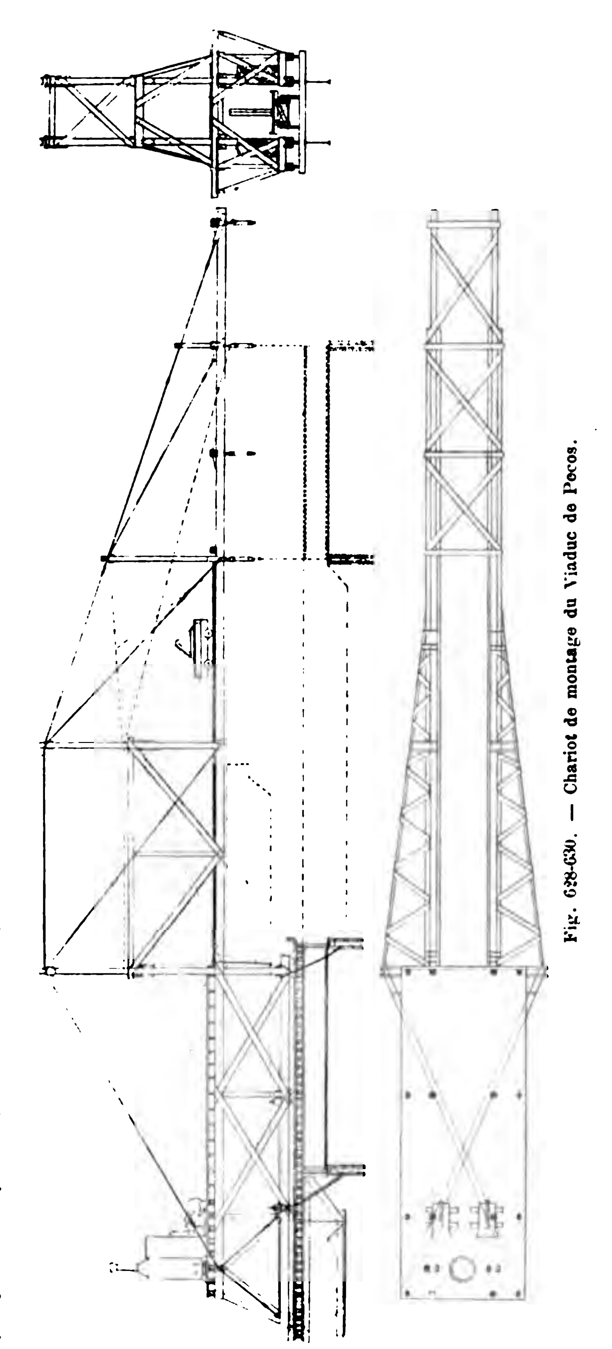


Fig. 628-630. — Chariot de montage du Viaduc de Pecos.

tilever, on commençait par la partie située sur la tour principale ; on construisait la console de rive, en cheminant vers l'ancrage, puis la console en porte-à-faux, et l'on mettait enfin en place la demi-travée suspendue.

L'appareil d'ajustage ne comportait point de coins, mais, pour la semelle supérieure, de simples étriers à branches filetées, sur lesquels agissaient des écrous; et, pour la semelle inférieure, des vérins hydrauliques de la force de 20 tonnes, que l'on soulageait à l'aide de cales. Les deux moitiés, une fois achevées, étant un peu trop relevées, on dut relâcher les étriers et soulager un peu les vérins, pour pouvoir fermer.

Le nombre d'hommes employés sur le chantier fut, en moyenne, de 67, pendant la durée du montage, dont l'achèvement demanda 87 jours de travail effectif. Cela représente un avancement moyen de 228^{m},59 par mois. Au viaduc de Kinzua, les chiffres correspondants avaient été respectivement de 40 hommes et 152^{m},40; au viaduc de la Loa, de 35 hommes et 30^{m},48. La superstructure métallique fut exécutée par le Phœnix Bridge Co., d'après le dessin de son Ingénieur en Chef, M. A. Bouzano, et sous la direction de M. B. M. Temple, Ingénieur Résident, et de M. W. F. Kendall, Ingénieur Assistant. M. J. Kruttschnitt contrôlait les travaux, comme Ingénieur du Southern Pacific Ry.

La comparaison des trois grands viaducs donne les résultats suivants :

	KINZUA	LOA	PÉCOS
	mètres	mètres	mètres
Longueur totale	624,84	243,84	664,48
Hauteur au-dessus de l'eau	92,05	102,41	97,80
Maximum de hauteur des tours	85,03	95,76	73,47
Largeur des tours (d'axe en axe des colonnes)	11,73	9,75	10,66
Maximum de longueur des travées	18,59	24,38	56,38
Largeur totale du tablier	5,49	3,96	4,88
Largeur entre poutres (d'axe en axe)	3,05	2,69	3,05
Largeur de la voie	1,44	1,07	1,44
	tonnes	tonnes	tonnes
Poids (métal seulement)	1.271,02	1.012,42	1.652,56
Fruit transversal des tours	1/6	1/6	1/6

**iaduc de Marent Gulch.** — Cet ouvrage a été construit en 1884-1885, sur les plans de M. George S. Morison, pour remplacer le grand viaduc en charpente dont il a été question page 527.

Il diffère sensiblement des viaducs précédemment décrits. Il a une longueur totale de $242^m,61$ et se compose d'une alternance de travées mesurant $28^m,72$ sur les tours, et $35^m,36$ dans les intervalles. Les tours sont métalliques et reposent sur de hauts socles en maçonnerie ; la partie métallique ne dépasse pas $54^m,86$. Le couronnement de chaque socle est fait d'une seule pierre, pesant plus de 6 tonnes. Pendant l'hiver, on avait beaucoup de peine à descendre de tels fardeaux sur les pentes couvertes de neige : l'une de ces pierres échappa pendant la manœuvre et vint couper à la base un support d'une des tours du viaduc en charpente, qui en fut ébranlé dans toute son étendue.

Les poutres sont articulées et reposent dès lors, à l'une de leurs extrémités, sur un chariot de dilatation. Les tours ont, pour ce motif, reçu un fruit dans les deux sens. Elles sont ancrées aux soubassements par des boulons de $0^m,06$, qui traversent toute la hauteur de ceux-ci. Les colonnes situées vers l'amont sont fixes, transversalement ; mais celles qui sont vers l'aval sont reliées à leur socle par de courtes bielles en acier fondu, hautes de $0^m,28$, articulées au pied de la colonne et au support par des chevilles de $0^m,13$ de diamètre. A part ces différences, les colonnes sont construites par étages et contreventées suivant le mode ordinaire.

La construction renferme les poids de métal ci-après :

Tours..	396.297 kil.
Superstructure (poutres, tablier métallique).......	369.397 —
Total.....................	765.694 kil.

Le montage s'est fait en profitant de l'ancien viaduc pour mettre les matériaux en place.

La dépense s'est élevée à 766.810 francs ($ 153.362,16); l'enlèvement du viaduc en charpente, à 35.815 francs ($ 7.163).

Les travaux furent effectués par l'Union Bridge Co., sous la direction de M. Alfred Noble, Ingénieur Résident.


iaduc de Panther Creek. — Cet ouvrage, dont nous donnons une vue au chapitre X, peut être cité comme un bon exemple de la rapidité de montage à laquelle on atteint pour les viaducs de hauteur moyenne.

Il a une longueur totale de 503 mètres, et la plus grande hauteur n'en est que de 49^{m},11. Il se compose de 20 tours en acier, — dont les colonnes sont faites de fers Z et sont reliées par un contreventement *entièrement rigide*, — reposant sur des fondations en béton, et supportant des poutres pleines, qui ont 9^{m},15 de portée sur les tours, et de 9^{m},15 à 19^{m},80 entre les tours.

Ce viaduc, qui pèse 845.169 kilogrammes, a été monté en *vingt-huit jours* de travail, ce qui représente une moyenne journalière de 30.184 kilogrammes de métal mis en place.

Le nombre d'ouvriers était de 40. Le chariot avait un surplomb de 30^{m},80 et pesait 49 tonnes; il pouvait supporter un poids de 7 tonnes suspendu à son extrémité. Les cadres étaient assemblés sur le sol par étages, ce qui a permis à l'Edge Moor Bridge Co., — d'ailleurs auteur du projet, — d'exécuter ce tour de force.


iaducs divers; (**V. A.**). — Nous donnons, dans l'Atlas, les dessins de deux autres viaducs de moindre importance, dont les dispositions sont intéressantes : le viaduc de Buffalo Trace, et le viaduc de Marble Creek.

Ces viaducs, construits en 1889 et 1890, sont de dessins peu différents. Ils portent l'un et l'autre une voie de chemin de fer et se composent de poutres pleines, alternativement de hauteur constante et polygonales, reposant sur des tours dont l'espacement est proportionné à la hauteur, suivant les coefficients de M. Edwin Thacher (p. 532).

Le viaduc de Buffalo Trace a une longueur totale de 201^{m},16,

des travées de $9^m,14$ et $18^m,29$, et une hauteur maxima de $48^m,16$.

Il renferme 179.330 kilogrammes de métal.

Le viaduc de Marble Creek comprend 15 travées de $9^m,14$, 3 de $18^m,29$ et 2 de $21^m,34$.

La plus grande hauteur est de 64 mètres.

On trouve sur la même planche le viaduc de Weehawken, dont il sera question dans la deuxième partie de cet ouvrage.



Fig. 631. — Viaduc de Rondout (Phœnix Bridge Co).

**iaduc de Rondout**; (**V. A.**). — Ce viaduc (fig. 631), à double voie, sur le New-York, West, Shore & Buffalo R. R., a 379 mètres de longueur.

Il comprend d'abord un viaduc ordinaire de $161^m,90$ de longueur et de $42^m,67$ de hauteur moyenne, dont les travées, en treillis rivé, ont alternativement $15^m,55$ et $9^m,15$, auquel font suite, sur le Rondout Creek, deux travées Linville de $80^m,70$.

Le viaduc, qui remonte à une douzaine d'années, est construit en fers Phœnix. Il pèse en tout 1.800 tonnes.



iaduc d'Apple Tree Branch; (V. A.). — Le viaduc d'Apple Tree Branch, de M. G. Bouscaren, appartient à un type tout différent.

Il se compose de deux files continues de poutres en tôle pleine reposant sur une série de cadres articulés, distants de 9m,15, et absolument indépendants les uns des autres.

La plus grande hauteur des cadres est de 14m,72; les poutres, qu'ils supportent, ont 0m,92 de hauteur.

Les colonnes ont, en élévation latérale, une forme renflée, et sont formées de deux fers à U reliés par un treillis.

Le viaduc qui, sur la moitié de sa longueur, est courbe, en plan, est ancré à l'une de ses extrémités; tandis que l'autre extrémité est libre de se mouvoir sur une plaque de friction en fonte.

Le système est, de tous, le plus économique, car il ne demande qu'un faible accroissement du poids des colonnes, pour leur assurer la rigidité nécessaire, dans le plan des *fermes*, et l'on bénéficie de la suppression de tout le contreventement longitudinal.

De plus, M. G. Bouscaren a procédé à des expériences comparatives très soignées, d'où il a conclu à une grande supériorité de ce système, au point de vue de la manière dont il se comporte sous les charges.



iaduc de Saint-Paul; (V. A.). — Ce grand viaduc (fig. 632) a une longueur totale de 844m,25. Il se compose, contrairement à l'habitude américaine, de poutres articulées reposant sur des supports métalliques qui sont, soit des tours, soit des cadres oscillants. Le viaduc comprend deux parties, de dessin différent : pour franchir, d'abord, le Mississipi, M. C. L. Strobel a eu recours à des poutres triangulaires complexes, de 76m,20 de portée, qui reposent, alternativement, sur des tours et sur des cadres oscillants. Le plus haut de ces supports métalliques atteint 38m,90, socle non compris. Le dessin des poutres se continue sur les tours.

La seconde partie, qui traverse la vallée, est divisée, par une

succession de tours, en intervalles dont chacun est franchi par trois travées, reposant sur les tours et sur deux supports oscillants intermédiaires.

Le viaduc supportant une route qui est, sur toute sa longueur, en pente de 4 centimètres par mètre, M. Strobel a fait varier la longueur des travées, d'un intervalle à l'autre, proportionnellement à la hauteur décroissante des supports. En raison de la longueur du viaduc, cette inégalité des travées produit sur le spectateur une impression de perspective qui n'a rien de déplaisant.

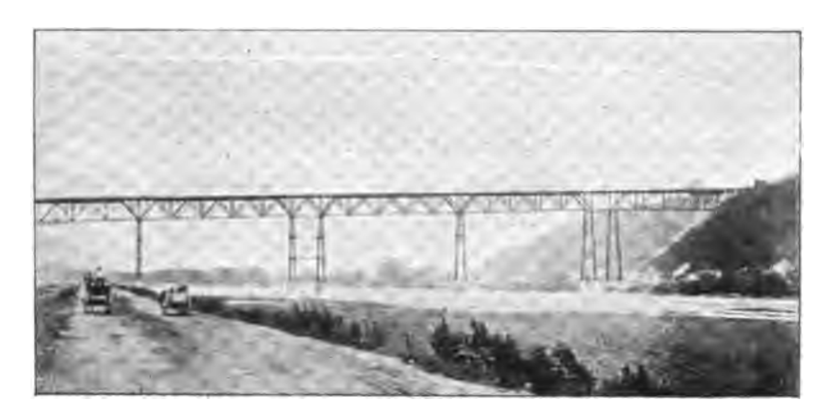


Fig. 632. — Viaduc de Saint-Paul (Keystone Bridge Co).

Nous avons, dans l'Atlas, donné les dessins d'une poutre de 76ᵐ,20, et d'un cadre oscillant, ainsi que le dispositif de dilatation des tours.

Comme le montrent les dessins, il entre beaucoup de fers Z dans la construction des poutres. Les cadres oscillants, dont les colonnes sont en deux hauteurs, sont robustement éclissés. L'un des supports en est fixe, et l'autre mobile, transversalement, sur un chariot à rouleaux ordinaire. Pour éviter toute inertie des articulations à la base des cadres, M. Strobel leur a substitué des rotules. Certaines poutres reposent sur des rotules douées, en outre, d'un mouvement de glissement.

Les tours sont fixées par le pied d'une des colonnes, et se

dilatent, sur des chariots à *un seul étage*, suivant les côtés et la *diagonale* de leur plan rectangulaire.

La chaussée, large de 7m,32, est pavée en blocs de cèdre. De chaque côté, se trouve un trottoir de 2m,44.

La charge vive admise varie entre 340 kilogrammes et 486 kilogrammes par mètre carré, en raison inverse de l'importance des travées. Le tablier est proportionné pour une charge vive de 486 kilogrammes par mètre carré. On a considéré aussi l'effet d'une surcharge de 15 tonnes, sur deux essieux. Le contreventement est établi pour résister à une pression de 665 kilogrammes par mètre courant.

Le viaduc est en fer et pèse 2.620 tonnes. L'infrastructure a coûté environ 680.000 francs, et la superstructure, exécutée par la Keystone Bridge Co, 1.700.000 francs.

Nous devons à l'obligeance de M. C. L. Strobel les dessins et photographies de cet ouvrage.



Fig. 633. — Viaduc de Kinzua. — Hauteur, 92m,05 (Phœnix Bridge Co).

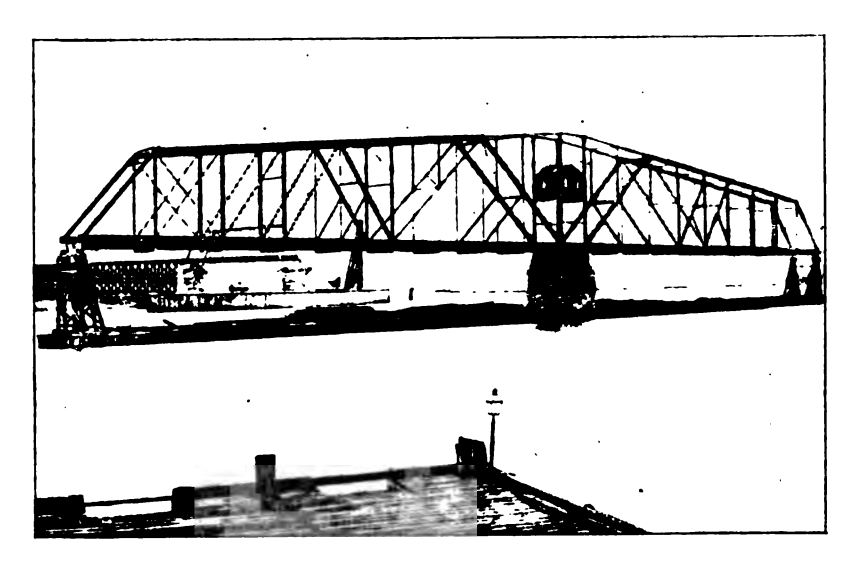
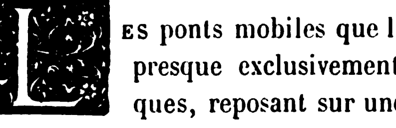


Fig. 634. — Travée tournante de 152m,40 du Pont d'Arthur Kill, ouverte. (Keystone Bridge Co).

CHAPITRE IX

PONTS MOBILES



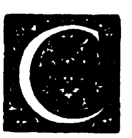
Les ponts mobiles que l'on rencontre en Amérique sont, presque exclusivement, des ponts tournants symétriques, reposant sur une pile centrale, et démasquant, lorsqu'ils sont ouverts, deux chenaux d'égale largeur. Et l'on ne craint pas de faire tenir en équilibre, sur une pile, des travées de 160 mètres de longueur.

Néanmoins, à côté de ce type, classique au Canada et aux États-Unis, il existe de nombreuses variétés de ponts mobiles, dont quelques-unes sont fort ingénieuses : ponts-pontons, ponts-levis,

ponts-pliants, ponts-à-bascule, ponts-levants. Bien qu'il ait existé, dès la fin du XVIIIe siècle, un pont roulant à Howland's Ferry (p. 32), ce système est abandonné de nos jours.

La série des procédés de manœuvre n'est d'ailleurs pas moins riche que celle des ouvrages eux-mêmes : les ponts se manœuvrent à la main, à la vapeur, à l'air comprimé, à l'eau sous pression, ou à l'électricité.

PONTS-PONTONS

ES ouvrages, *Ponton* ou *Pontoon-Bridges*, sont constitués par un ponton unique, qui porte, suivant son axe, une voie ferrée, et se manœuvre comme une porte d'écluse, en tournant autour d'un point fixe, situé à l'une de ses extrémités.

L'avantage de ces ouvrages est qu'ils coûtent beaucoup meilleur marché que les ponts tournants et permettent d'obtenir des débouchés beaucoup plus considérables. Mais ils ne sont vraiment avantageux que lorsque le courant est peu rapide.

Le premier pont de ce genre semble avoir été construit en Amérique, en 1848-50, pour les lignes Vermont & Canada et Northern of New-York, qu'il réunissait, à la pointe Nord du lac Champlain. Il consistait dans un ponton de $92^{m},35$ de long, $9^{m},14$ de large et $2^{m},13$ de tirant d'eau. Les variations de niveau de l'eau ne dépassaient pas $2^{m},15$. On se servait de viaducs d'accès de niveaux différents, comme pour les ferries (voir deuxième partie).

Ce ponton a servi, sans un seul accident, jusqu'en 1868.

E second est le pont de Prairie du Chien, Wis, construit en 1874, par M. John Lowler, pour le Chicago Milwaukee & Saint-Paul Ry. Le Mississipi est divisé en deux bras, de 460 mètres et 610 mètres. Le pont se prolonge sur l'île qui les sépare, et il a $2.133^{m},50$ de longueur totale. Antérieurement, le service était fait par un bac à vapeur, et la substitution a été faite dans un but d'économie.

Les crues atteignent, en ce point, $6^{m},70$, et la rivière est souvent

encombrée par les glaces et les bois flottés. Néanmoins, depuis qu'il est en service, le pont a fonctionné avec plein succès. Les pontons des deux bras sont identiques et mesurent 124^{m},36 de long, 12^{m},19 de large et 1^{m},83 de creux. Le reste du pont se compose de *pile trestles* et de trestles. Les pontons ont coûté six fois moins que des travées tournantes.

L'axe de l'ouvrage est incliné de 54 degrés sur la direction du

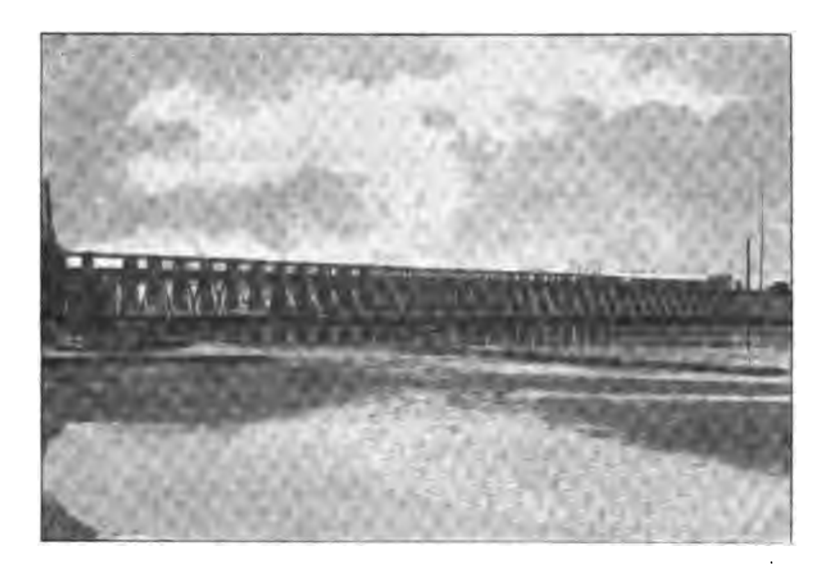


Fig. 635. — Vue du Pont-Ponton de Wabasha, fermé.

courant; et la travée tourne autour d'un duc d'Albe (*dolphin*) situé à l'extrémité amont et composé d'une douzaine de pieux jointifs reliés ensemble. Elle se manœuvre à l'aide d'un treuil à vapeur, porté sur un bateau plat fixé contre le bord du ponton, et de chaînes attachées à un duc d'Albe qui se trouve de l'autre côté de la rivière. La voie s'ajuste à niveau, d'après un système décrit plus loin. Tant que la rivière est prise par les glaces, la travée reste ouverte et les trains passent sur une *pile-bridge* que l'on enlève au printemps.



N pont semblable fut établi pour la même ligne, à Wabasha, sur le Mississipi, en 1882. Ce dernier ouvrage a été complètement reconstruit, avec de nouveaux perfectionnements, en 1892, sous la direction de M. Onward Bates, Ingénieur de la voie du C. M. & St. P. Ry. En ce point, les conditions sont encore plus défavorables : le flottage, à bûches perdues, atteint 4000 mètres cubes par an, et les glaces, provenant du lac Pépin, sont très abondantes. Néanmoins, le pont a pu manœuvrer en toute saison.

Le ponton, long de 124m,36 (fig. 635), a 12m,19 de large, et 1m,98 de creux au milieu. Aux extrémités, ce creux a été porté à 2m,29, dans l'intention de réduire l'enfoncement qui se produit quand un train aborde la travée. Il semble, à cet égard, que le résultat cherché eût été mieux atteint par un *élargissement* du ponton que par un approfondissement, qui ne peut avoir l'effet qu'on en attend. Le ponton est tout entier en pin Douglas (fig. 67), en raison de la dimension des poutres que l'on peut obtenir dans cette essence : 144 pièces ont plus de 18 mètres de longueur.

La figure 636 représente la coupe du ponton, qui est partagé, dans sa longueur, en quatre compartiments étanches par des murailles de 30 centimètres et 41 centimètres d'épaisseur, constituées par des poutres jointives.

De chaque côté des cloisons de 41 centimètres, sont fixées, par groupe de quatre, des moises verticales ou glissières de 0m,20×0m,25 et d'une hauteur totale de 7m,62, étançonnées latéralement.

Le rôle de ces pièces est le suivant : *transversalement* au pont, se placent, entre les glissières,— qui ont l'écartement voulu, — des poutres de pont de 0m,25 × 0m,50 × 6m,70, supportant les longerons sur lesquels reposent les traverses de la voie. Suivant que le fleuve monte ou descend, on abaisse ou l'on relève les poutres de pont, en les calant à l'aide de blocs introduits *longitudinalement* entre les mêmes glissières.

Pour la manœuvre, on se sert d'un truc supportant, par l'intermédiaire de ressorts, deux vérins hydrauliques qui se placent sous les poutres de pont.

Le relèvement de la voie prend une heure et demie; l'abaissement, une heure.

On maintient ce pont au-dessus du niveau des accès, à une hauteur de 18 centimètres, valeur de l'enfoncement au passage d'un train.

Les poutres de pont sont espacées de 3^{m},07; mais elles s'arrêtent à 9^{m},15 des extrémités; entre ces points et les appuis, la voie est supportée par un tablier indépendant, afin d'éviter une trop grande immersion des extrémités. Ces tabliers se soulèvent

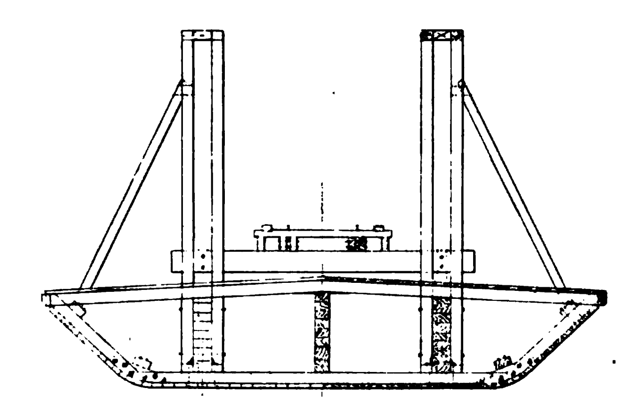


Fig. 636. — Coupe transversale du Pont-Ponton de Wabasha.

pour la manœuvre. Les joints des rails ont la disposition en biseau usitée sur tous les ponts tournants américains.

Un pieu chemisé de tôle, qu'embrasse un étrier, sert de tourillon.

La manœuvre, comme à Prairie du Chien, se fait à l'aide d'un treuil à vapeur, muni d'un frein, qui se trouve sur un ponton spécial réuni au ponton principal par des attaches flexibles, et qui manœuvre une chaîne. On a eu soin de ne munir la roue que de *grossières empreintes,* ce qui permet, en cas de rupture de la chaîne, de la réparer avec des maillons d'accouplement. La chaîne est en fer de Suède de 38 millimètres.

Le verrou consiste dans un T qu'il suffit de tourner pour faire échapper la travée.

C'est à l'obligeance de M. Onward Bates que nous devons les dessins et les renseignements relatifs à ce curieux ouvrage.

II. — PONTS-LEVANTS



es ponts-levants ne sont pas une nouveauté en Amérique, où il en existe depuis longtemps déjà, notamment sur le canal Erié. Mais le premier grand pont de ce modèle a été achevé et mis en service, avec plein succès, à Chicago, en 1894.



ont-levant de Chicago; (**V. A.**). — Ce nouveau pont (fig. 654), qui donne passage à South Halsted Street par-dessus la rivière de Chicago, a été dessiné et construit par M. J.-A.-L. Waddell.

M. Waddell avait déjà eu l'occasion, en 1891, de dresser le projet d'un grand pont-levant pour le port de Duluth, mais cet ouvrage n'avait pas pu être exécuté.

Il s'agissait alors d'établir un pont sur le canal qui joint ce port au lac Supérieur, et la municipalité avait mis au concours l'étude d'un pont roulant, en instituant un prix de 5.000 francs pour le meilleur projet. M. J.-A.-L. Waddell présenta deux projets, l'un conforme au cahier des charges, l'autre en vue de l'exécution d'un pont-levant. Ce dernier fut écarté du concours, comme non conforme aux conditions imposées, mais il fut néanmoins agréé pour la construction du pont projeté, et M. Waddell reçut mission de préparer les dessins d'exécution. Les plans furent soumis au « Secretary of War »[1], qui désigna une commission de trois ingénieurs de l'Etat pour ouvrir une enquête. Cette enquête, qui eut lieu à Détroit, en avril 1892, eut un résultat défavorable, non seulement au pont-levant, mais même à l'établissement d'un pont quelconque au point considéré, pour cette raison que le canal sert d'entrée à un port de refuge, et que

1. — Ministre de la Guerre et des Travaux publics.

l'on n'admit point qu'il pût être, à un moment quelconque, barré à la navigation.

A la même époque, l'ancien pont tournant de Halsted Street venait d'être abordé et démoli par un navire, et les pouvoirs publics s'opposaient à la reconstruction d'une nouvelle pile dans la rivière, en raison de l'étroitesse du passage. C'est dans ces circonstances que M. Waddell fut appelé à présenter le projet du pont-levant que nous allons décrire.

La travée mobile, qui a $39^{m},65$ d'ouverture, comprend deux fermes du système Pratt, espacées de $12^{m},20$. Elle supporte une chaussée, pavée en blocs de cèdre, de 10 mètres de largeur, et deux trottoirs en encorbellement de $2^{m},60$. Elle se soulève parallèlement à elle-même, entre deux tours de 60 mètres de hauteur, disposées sur chaque rive. Le maximum de la hauteur libre qu'elle dégage est de $47^{m},28$, soit $6^{m},10$ de plus qu'au pont de Brooklyn. Chaque tour se compose de quatre colonnes; les colonnes intérieures, qui servent de guides et qui portent, normalement, la majeure partie du poids mobile, sont verticales; les colonnes extérieures sont, au contraire, inclinées; elles ont pour principal rôle d'assurer la stabilité des tours, et sont munies de sommiers ajustables, qui permettent d'en faire varier le calage. Les quatre colonnes principales ont été fondées, à l'air comprimé, jusqu'au rocher. Les colonnes inclinées sont, au contraire, fondées sur pieux.

Les tours sont armées, sur leurs quatre faces, d'un contreventement rivé, très rigide, et sont en outre reliées entre elles, à leur partie supérieure, par une poutre en treillis qui les rend absolument solidaires.

Chaque tour porte, à son sommet, quatre poulies de $3^{m},66$ de diamètre, dans la gorge desquelles passent les câbles d'acier, de 38 millimètres, fixés, d'un côté, à la travée mobile, et de l'autre à des contrepoids. Les poulies sont enfermées dans des édicules qui couronnent les tours.

La travée pèse 290 tonnes, et les contrepoids, qui ont un poids égal, se composent de blocs de fonte, enfilés sur des tiges de fer. Deux chaines de fer, pesant, au mètre courant, autant que l'en-

semble des câbles, et d'un poids total de 20 tonnes, sont attachées, par leurs extrémités, à la partie inférieure de la travée et des contrepoids. L'ensemble de la travée, de ses contrepoids, des câbles de suspension et des chaînes se trouve ainsi toujours en équilibre indifférent.

Pour tenir compte des variations de poids de la travée mobile, dues à l'amoncellement d'ordures, à la pluie, à la neige, etc., des caisses de waterballast, dans lesquelles on peut faire varier la quantité d'eau à l'aide d'un jeu de pompes mues à la vapeur, sont disposées sous le tablier, et permettent de rétablir instantanément l'équilibre. La seule résistance à vaincre est donc celle due aux frottements.

Néanmoins les machines permettraient de soulever un poids additionnel de 1.800 kilogrammes.

La manœuvre est assurée par des câbles indépendants des câbles de suspension. Pour le levage, huit câbles de manœuvre sont attachés à la partie supérieure de la travée mobile; ils passent sur les grandes poulies et sont en outre guidés par des poulies de renvoi, de moindre dimension. Huit autres, fixés aux contrepoids, abaissent en même temps ceux-ci.

D'autres câbles, en nombre égal, servent à la manœuvre inverse.

Ces câbles s'enroulent sur des tambours héliçoïdaux, situés dans la machinerie, sous la chaussée de la rue, et commandés à la vapeur. Les tambours de levage sont reliés avec ceux qui servent à abaisser la travée, les uns rappelant autant de câble que les autres en rendent. La travée peut ainsi être arrêtée, instantanément, à une élévation quelconque, entre les limites extrêmes.

Quand la travée approche des extrémités de sa course, l'admission de la vapeur dans les cylindres se trouve automatiquement supprimée, ce qui ralentit la vitesse.

En outre, à $1^{m},20$ de chacune des positions extrêmes, elle rencontre des heurtoirs à frein hydraulique, qui en annulent la force vive et lui permettent d'arriver, sans choc, à fond de course.

Ces heurtoirs sont au nombre de huit, quatre fixés aux sommets des tours, et quatre sous les extrémités de la travée.

Sur le sommet de la travée, se trouve une cabine pour le chef de manœuvre. De cette cabine, celui-ci correspond avec le mécanicien à l'aide de signaux à répétition, l'appareil de répétition enclenchant les leviers de commande des machines à vapeur. De la sorte, le mécanicien ne peut exécuter un ordre qu'après l'avoir répété au chef de manœuvre, qui exerce ainsi un contrôle direct sur la marche des appareils.

La manœuvre complète d'ascension de la travée, à la hauteur totale de 47m,28, ne prend, normalement, que 49 secondes; la descente demande le même temps.

La durée de la manœuvre a même été réduite, aux essais, à 34 secondes, sans que la Commission, qui se trouvait sur la travée, ait perçu la moindre vibration pendant la manœuvre, ni le moindre choc en fin de course.

En cas d'arrêt de la machinerie — accident peu probable, attendu que celle-ci comprend deux machines qui travaillent à tour de rôle — le pont peut être levé à la main.

La manœuvre pourrait d'ailleurs, même alors, se faire sans avoir recours à la main-d'œuvre : en vidant complètement les caisses de waterballast, qui sont, normalement, à moitié pleines, le pont s'élèverait de lui-même; et, pour le rabaisser, il suffirait de les remplir entièrement, à l'aide de réservoirs toujours pleins qui se trouvent sur le sommet des tours.

Le pont de Halsted Street abonde en détails ingénieux.

Les freins hydrauliques, en particulier, ont été étudiés avec le plus grand soin. Ils se composent de cylindres de 1m,20 de longueur et 305 millimètres de diamètre. Ils devaient, primitivement, être remplis de glycérine, mais on a substitué à celle-ci un dérivé du pétrole, qui coûte moins cher et remplit aussi bien le même office. A l'intérieur de chaque cylindre, se trouve un piston, absolument étanche, dont la tige porte le tampon de choc. Le piston est percé de quatre trous, traversés chacun par une tringle dont le diamètre varie de telle sorte que l'écoulement du liquide, aisé au début, se trouve progressivement réduit à rien, la pression résultante se maintenant néanmoins constante pendant toute la durée de l'écoulement. Ces freins ont donné des résul-

tats dont la perfection dépasse les meilleures prévisions. Ils fonctionnent sans bruit, sans déperdition de liquide, et amortissent complètement la force vive de l'énorme masse en mouvement (plus de 600 tonnes), sans choc et sans vibrations.

Les dispositions des câbles de suspension ne sont pas moins ingénieuses. Comme pour le ber de la Cale des Transatlantiques, à Bordeaux, l'égalité de tension dans les divers brins est assurée par l'emploi d'un câble unique, auquel les pièces mobiles sont fixées à l'aide de poulies. Les câbles de manœuvre sont aussi munis de dispositifs corrigeant, automatiquement, l'effet des petites variations de longueur. Mais, en cas d'allongement important, ces câbles devraient être raccourcis, — opération que permet le mode d'attache de leurs extrémités à l'aide d'écrous.

Dans la cabine, se trouve un appareil à réflexion, nommé « *voyeur* » (*peeper*), qui permet au chef de manœuvre de voir les objets qui se trouvent dans le plan horizontal passant par le dessous des pièces de pont de la travée.

A l'aide de cet appareil, le chef de manœuvre suit de l'œil, pendant que la travée s'élève, les mâts du navire qui approche, et, dès qu'il les perd de vue, il arrête l'ascension. Cela permet d'éviter une perte de temps inutile, en limitant l'élévation au strict nécessaire.

Le poids des chaînes est toujours également distribué entre les divers brins des câbles, à l'aide d'un dispositif fonctionnant automatiquement. Mais, lorsque le pont est fermé, les machines permettent de soulager les contrepoids, et de donner ainsi plus de stabilité à la travée, afin de l'empêcher de talonner sur ses appuis, au passage des voitures rapides et lourdement chargées.

Normalement, tous les organes mobiles se déplacent librement et sans prendre aucun appui latéral sur les tours. Mais, pour éviter que la travée n'oscille, lorsqu'il y a du vent, on l'a munie de deux systèmes de galets de roulement, qui s'opposent aux déplacements transversaux ou longitudinaux, en s'appuyant sur les colonnes verticales. Ces galets sont fixés à l'aide de paliers à ressorts, auxquels leur résistance ne permettrait pas de subir un effort important. Ils suffisent pour résister aux vents les plus violents,

mais céderaient dans le cas où la travée serait abordée par un navire. Celle-ci s'échapperait alors dans le portique compris entre les tours, et l'importance des avaries qui pourraient résulter de la collision serait ainsi beaucoup réduite.

Les plus grandes difficultés ont été éprouvées pour attacher les extrémités des câbles. Mais elles ont été heureusement résolues d'une manière qui, ainsi que nous l'avons dit plus haut, en permet facilement le réglage.

L'équilibre du pont dépendant du waterballast contenu dans les caisses du tablier, il était essentiel de soustraire celui-ci à la gelée.

Dans ce but, les caisses sont traversées par des serpentins, empruntant, quand il y a lieu, de la vapeur à la machinerie.

Le pont est proportionné pour une surcharge vive de 6,696 kilogrammes par mètre courant.

Le tablier est en outre calculé en vue de résister à une charge isolée de 10 tonnes. La pression du vent a été évaluée à 146^k par mètre carré.

Les tours furent montées à l'aide de chariots qu'on relevait à chaque étage. La poutre qui les relie fut construite sur le sol et enlevée d'une pièce sur les tours.

Les projets de ce remarquable ouvrage ont été entièrement préparés par M. J. A. L. Waddell, qui en a d'ailleurs dirigé l'exécution. Les deux machines à vapeur, seules, ont été exécutées par la Crane Elevator Co, sur ses propres plans. Cette Compagnie a d'ailleurs fourni les autres organes mécaniques, tels que treuils, poulies, heurtoirs, etc., tandis que la construction proprement dite était exécutée par la Pittsburg Bridge Co.

La mise en service du pont-levant de Chicago a été, en résumé, un succès complet pour son auteur, à qui nous devons les dessins et les renseignements publiés.

III. — PONTS-LEVIS

L existe, aux États-Unis, diverses variétés de ponts mobiles dans lesquels le tablier se relève. Les avantages en sont les suivants : un pont-levis — ou levant d'ailleurs — occupe un minimum de place et dégage la totalité de la largeur du chenal; mais les ponts-levis sont particulièrement indiqués lorsqu'on a intérêt à réduire les pertes de temps, soit en raison des exigences de la navigation, soit pour ne point gêner une circulation active sur le pont. En effet, indépendamment du gain que l'on réalise, en général, sur la durée de la *manœuvre*, l'interruption de la circulation supérieure est limitée au temps qu'il faut au navire pour franchir la *largeur* de la travée. Dans le cas d'un pont tournant, c'est la *longueur* de la travée, et non sa largeur, qui intervient.

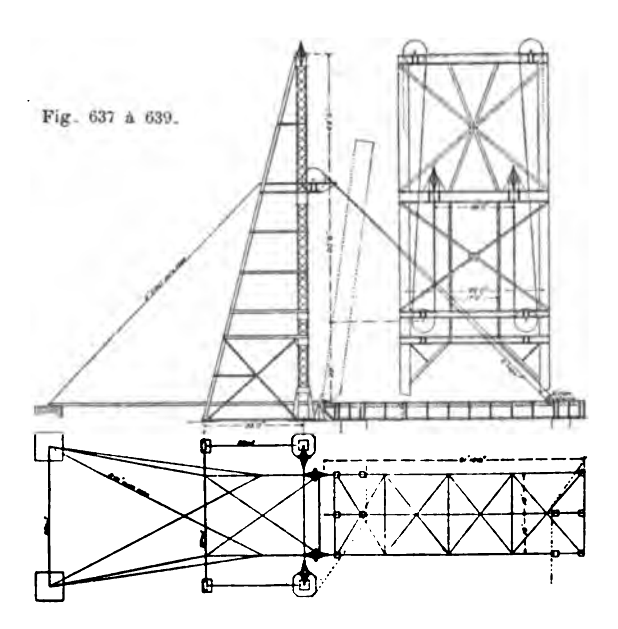
**ont-levis sur le Harlem River**. — Cet ouvrage (fig. 637 à 639) a été construit en 1890, à la 135ᵉ rue, à New-York, en remplacement d'une travée fixe donnant accès à la travée tournante, à quadruple voie, du N. Y. C. & H. R. R. R., à la suite d'un abordage qui avait failli compromettre cette dernière travée. Il passe en ce point plus de 500 trains de voyageurs par vingt-quatre heures, et on a voulu doubler l'ouverture principale, d'une issue pouvant livrer instantanément passage à un navire, en cas d'urgence.

Dans ce but, on a donné au pont-levis *une seule* volée en tôle pleine, de 28 mètres de longueur, qui se manœuvre d'une tour métallique de $38^{m},93$ de hauteur. Le poids total de la travée et de ses contrepoids est d'environ 160 tonnes. La commande se fait à l'aide de deux câbles d'acier de 51 millimètres. Les contrepoids sont logés dans les colonnes et formés de deux séries de pièces de grandeur croissante. La pièce inférieure seule est fixée au câble; les autres, mobiles sur le câble, reposent sur la pièce inférieure et sont déposées successivement sur une série d'arrêts étagés, lorsqu'on relève la travée. Les figures 637 et 638 montrent la

disposition ingénieuse des câbles, dans lesquels la tension des brins est égalisée par des poulies de renvoi.

Les câbles, au nombre de deux seulement, sont mus par une machine à deux cylindres horizontaux de 25 centimètres×35 centimètres, travaillant à une pression de 5k,6.

Les contrepoids sont garnis de tampons en caoutchouc pour supprimer les chocs. A une vitesse moyenne, la manœuvre se fait d'une manière très douce et, même à grande vitesse, il ne se



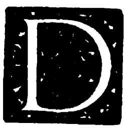
Pont-levis sur le Harlem (Rail Road Gazette).

produit point de trépidations exagérées. La manœuvre prend, normalement, une minute vingt secondes.

Les poulies et les tambours sont constitués par d'anciennes roues motrices de locomotives.

Le projet de cet ouvrage est dû à M. G. H. Thomson, Ingénieur des ponts de la Compagnie; la machinerie est l'œuvre de son assistant, M. John D. Wilkins.

L'ouvrage a été exécuté par MM. Cofrode & Saylor, pour le prix de 200.000 francs.


EPUIS, ces mêmes entrepreneurs ont eu à exécuter un travail remarquable : le transport des tours de ce pont à plus de 100 mètres de distance.

L'ancien pont tournant était, en effet, constamment abordé, et on l'a remplacé, en 1893, par l'ouvrage décrit plus loin.

Pendant les travaux, les voies ont été détournées sur un *pile-bridge* établi à une soixantaine de mètres de distance, dans lequel on a ménagé une passe de 30m,50, formée par un pont-levis. Le tablier de l'ancien pont était trop court, mais les tours furent utilisées.

On dut, pour cela, les déplacer, perpendiculairement à l'axe du pont, d'environ 60 mètres, puis d'une longueur à peu près égale suivant l'axe du pont provisoire. La tour, débarrassée de tous ses agrès, pesait encore 180 tonnes. On la souleva à l'aide de vérins, et l'on inséra sous chaque paire de patins cinq rails — soit 10 en tout — qui formaient une voie portée sur un échafaudage en charpente.

Ces rails furent enduits d'un mélange de suif et de plombagine, et la tour fut remorquée, par une locomotive, jusqu'au point du changement de direction. Ce fut l'œuvre d'une nuit. La mise en place définitive, suivant un procédé identique, demanda une seconde nuit. Les manœuvres ne demandèrent que 20 hommes. Et le travail fut accompli sans le moindre accident et sans même interrompre la circulation des trains.


onts-pliants de Chicago. — Voici (fig. 640 à 644) un autre genre de pont-levis, qui présente l'avantage de réduire beaucoup les poids à mettre en mouvement. Dans ces ouvrages, qui sont de l'invention de M. Wm. Harman, directeur de la Compagnie de Remorquage de Chicago, le tablier du pont est coupé au milieu de la travée. Chaque volée, articulée en son centre, est supportée fixement : 1° par un arbre situé à la base de la volée; 2° par deux haubans articulés au sommet de deux tours placées sur la même rive, tandis qu'un câble de manœuvre est attaché à l'articulation centrale de la demi-travée. En

halant sur le câble, on soulève le milieu de la volée, pendant que l'extrémité libre pivote et vient se rabattre entre les deux tours,

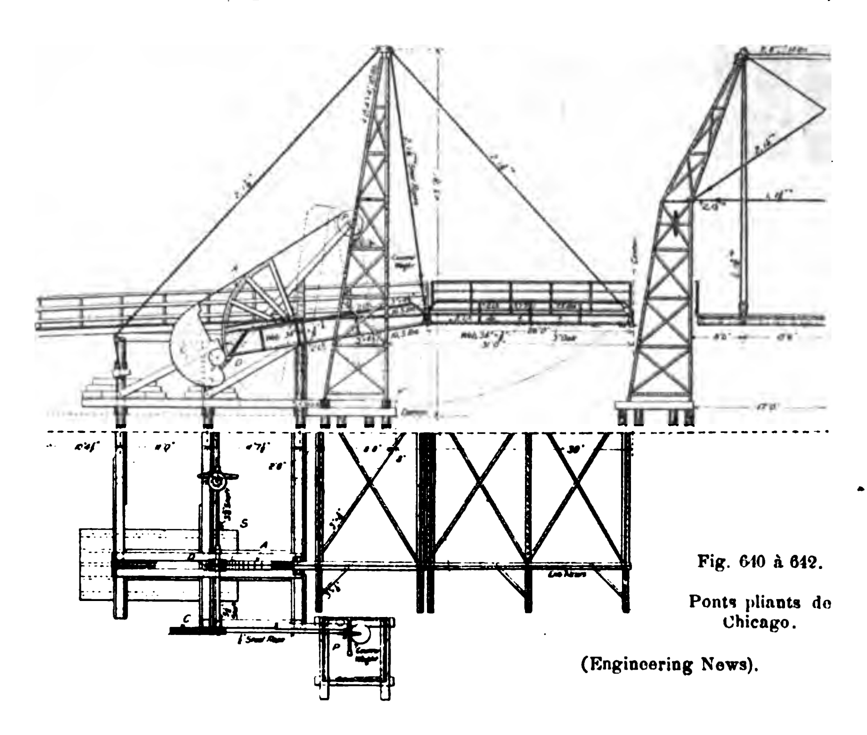


Fig. 640 à 642.

Ponts pliants de Chicago.

(Engineering News).

en barrant la route interrompue. Le poids à soulever est équilibré par un contrepoids agissant sur l'arbre de relevage. L'action du contrepoids est d'ailleurs proportionnée à la résistance à vaincre, à l'aide d'une came de profil approprié, visible sur les dessins, sur laquelle s'enroule le câble qui supporte le tablier.

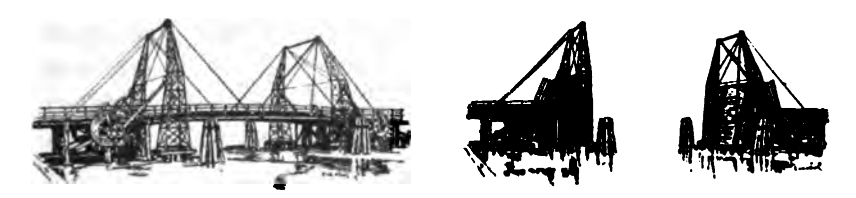
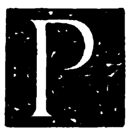


Fig. 643-644. — Ponts pliants de Chicago, fermés et ouverts (Engineering News).

Un seul homme, sur chaque rive, suffit pour manœuvrer chaque volée du pont.

Le prix de revient, pour une ouverture de 18^m,90 et une largeur de chaussée de 10^m,36, a été de 80.000 francs.

**onts à bascule.** — On a construit à Chicago et à Milwaukee, en 1895, deux autres ponts-levis, dans lesquels les volées se relèvent en basculant.

Le pont de Van Buren Street, à Chicago (fig. 645-646), qui porte deux voies du chemin de fer Métropolitain élevé, se compose de deux volées qui basculent sur des secteurs circulaires,

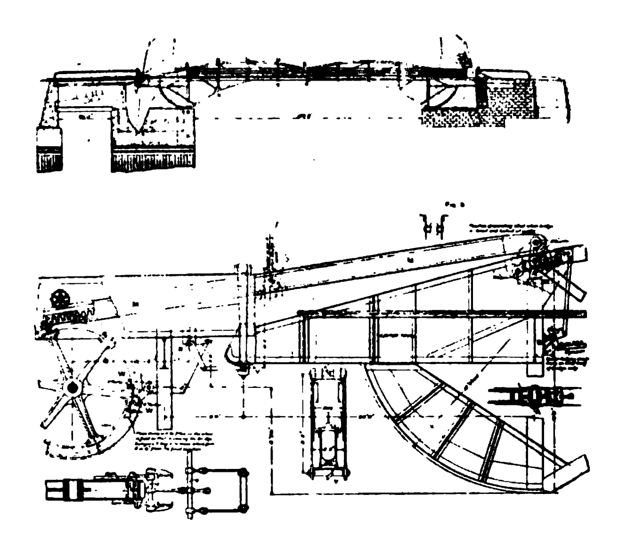


Fig. 645-646. — Pont à bascule, de Chicago (Rail Road Gazette).

roulant sur des voies en fonte. Chaque volée comprend trois fermes Pratt semblables qui, lorsque le pont est fermé, constituent des consoles en porte-à-faux, reposant sur les culées et encastrées sous les accès. Dans cette position, les deux volées sont immobilisées par des verrous, qui en relient, d'une part, les becs ensemble et, d'autre part, les queues aux ancrages. La manœuvre se fait à l'aide d'une crémaillère, mue par une roue dentée. La première partie du mouvement n'agit que sur les verrous; ce n'est que lorsqu'ils sont ouverts que la crémaillère rencontre un arrêt et entraîne la travée.

Les contrepoids ne font point complètement équilibre à la travée, ce qui permet de la laisser redescendre sans recourir à la machinerie autrement que pour achever de la clore.

L'ouvrage est protégé par des signaux et par des barrières enclenchés, qui se manœuvrent automatiquement.

L'ouverture totale n'est que de 33^{m},22, mais l'ensemble du pont et de ses contrepoids pèse fort lourd.

La manœuvre de chaque volée se fait à l'aide de deux dynamos pour tramways Westinghouse, de 50 chevaux chacune, qui peuvent être, ou non, accouplées, et sont munies d'un frein automatique à air comprimé, arrêtant le mouvement dès qu'on interrompt le courant. Les opérateurs, dont les cabines se trouvent sur chaque rive, en arrière des volées, ont en outre à leur disposition un frein qui leur permet d'arrêter instantanément la manœuvre, en cas de danger.

Ce pont, projeté et breveté par M. Wm. Scherzer, a été construit par M. C. L. Strobel et les Elmira Bridge Works, sauf la machinerie, fournie par G. P. Nichols & Bro. Il est en service depuis le 4 février 1895.

La dépense s'est élevée à $ 169.700 environ, soit 848.500 francs.

Les inconvénients d'un semblable système sont évidents. Indépendamment du poids, considérable pour la portée, et des puissants appareils qu'il exige (200 chevaux, pour une ouverture de 33 mètres), les secteurs, n'étant point maintenus en position, sont exposés à se déplacer, et l'appareil de manœuvre est délicat et compliqué. Aussi le pont n'a-t-il point donné, en service, toute la satisfaction qu'on en attendait.


EAUCOUP plus ingénieux et pratique est le dispositif, inventé et breveté par M. G. Schinke (fig. 647), qui vient de recevoir une remarquable application à Milwaukee.

Le pont de la Seizième Rue, sur le North Menominee Canal, fait suite à un viaduc, élevé d'une dizaine de mètres au-dessus des berges du canal. Là encore, il y avait intérêt à adopter des dispositions de nature à tenir peu de place et à rétrécir le chenal aussi peu que possible.

Le pont-levis, à bascule, adopté est à double volée. Chaque volée est supportée, près de son extrémité libre, par une paire de bielles articulées, inclinées, quand le pont est fermé, à environ 45 degrés, et, du côté de la culée, par un robuste verrou.

Lorsqu'on ouvre le pont, l'extrémité de la volée située sur la culée est guidée, à l'aide de galets, par une glissière courbe de forme telle que le centre de gravité du système décrit, pendant la manœuvre, une ligne horizontale. Dans ces conditions, le pont se trouve, *sans l'emploi d'aucun contrepoids*, constamment en équi-

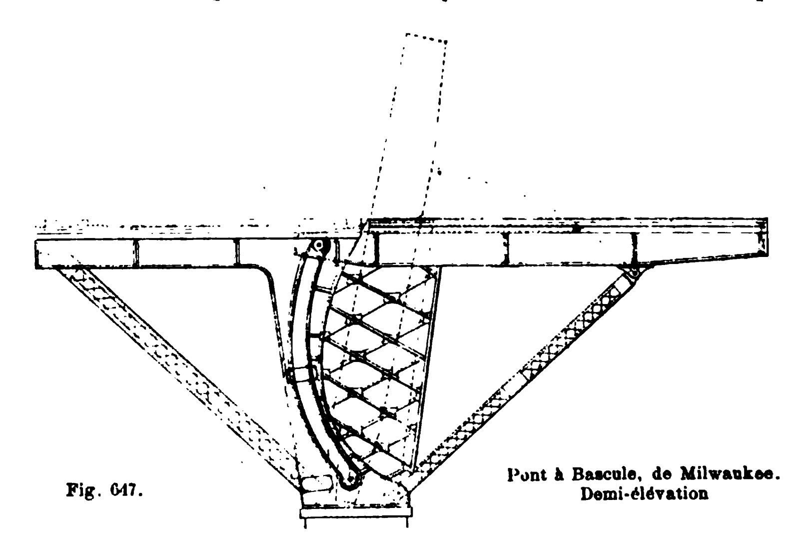


Fig. 647. Pont à Bascule, de Milwaukee. Demi-élévation

libre indifférent, et l'appareil de manœuvre n'a à vaincre que les frottements.

Les fermes, en tôle pleine, sont au nombre de deux par volée. Chacune se compose de deux poutres jumelles, entre lesquelles se loge la tige de manœuvre. Cette tige est articulée aux deux tiers environ de la longueur de la demi-volée et commandée, à son autre extrémité, par un renvoi de mouvement actionné par une crémaillère qui engrène avec un pignon denté.

Le bâti des culées se compose, de chaque côté, de deux parois en tôle pleine, entre lesquelles se déplace l'extrémité de la volée. Ces parois portent les glissières — formées de fers Z et de cornières — qui supportent un chemin de roulement en acier. A

chaque extrémité, ces glissières sont légèrement déviées, comme l'indique la figure 647. Cette disposition supprime, en ces points, l'équilibre du système et munit le pont de véritables crans d'arrêt, en l'appuyant soit vers le vide, soit vers la terre. Quand le pont est fermé, il est en outre, ainsi que nous l'avons dit, solidement supporté par de robustes verrous. Ouvert, il se dresse contre la culée et forme barrière; il est alors protégé contre les navires par des rideaux en treillis rivé. Les galets de roulement, en acier fondu, ont 46 centimètres de diamètre, avec une portée large de 15 centimètres et munie de boudins de 25 millimètres. Ils tournent sur des pivots de 13 centimètres de diamètre. Les bielles sont formées de deux fers en U de 30 centimètres, doublement lacés.

La manœuvre de chaque volée est commandée par une dynamo de 25 chevaux actionnant, à l'aide de vis sans fin, les arbres de commande des crémaillères. Il suffit de 216 tours du moteur, correspondant à 3,6 tours de l'arbre de commande, pour ouvrir ou fermer la travée.

En cas d'accident, la manœuvre peut, comme toujours, se faire à la main.

Tous les détails de ce pont ont été étudiés avec le plus grand soin : ainsi, la tige de manœuvre est munie de ressorts, pour adoucir le départ et éviter tout choc en fin de course. Entre les galets et leurs axes, sont interposés des rouleaux anti-friction en ressorts d'acier, etc... Aussi, le pont, qui est en service depuis le 8 mars 1895, a-t-il donné, depuis, entière satisfaction.

Les proportions sont les suivantes :

Largeur de la chaussée, $12^{m},19$;

Largeur des trottoirs, $2^{m},13$;

Hauteur de la chaussée au-dessus de l'eau, $11^{m},58$;

Ouverture nette entre les rideaux, $20^{m},72$;

Écartement des piles, $25^{m},30$;

Longueur de chaque volée, $13^{m},41$.

Le tablier a un double bordé croisé en madriers de chêne. Les abords sont pavés en blocs de cèdre.

Le pont est proportionné pour une surcharge uniforme de

488^k par mètre carré sur la chaussée et 390^k par m. q. sur les trottoirs; le tablier, pour des files jointives et continues de chariots de 14^t,4.

Le pont a été exécuté d'après le cahier des charges de M. Geo. H. Benzenberg, Ingénieur de la ville de Milwaukee, sur les projets de M. G. Schinke, Ingénieur Assistant, qui a breveté le système. Les dessins d'exécution ont été préparés par les ingénieurs des Wisconsin Bridge et Iron Works, chargés de la construction, MM. John Geist, B. L. Norden et S. B. Harding, à qui revient une part des éloges dus au succès de l'invention.

IV. — PONTS TOURNANTS

Les ponts tournants que l'on rencontre en Amérique se composent toujours — à de rares exceptions près — de deux volées symétriques, en équilibre sur une pile centrale. Cette disposition est en effet celle qui, pour une dépense donnée, assure le plus grand débouché total; et elle permet, dans certains cas, d'abréger la durée des manœuvres, la travée pouvant, au passage des navires, effectuer une rotation simple, et, souvent, continue de 180 degrés, sans avoir à revenir en arrière.

Il existe de très grands ponts tournants en charpente : le Canadian Pacific Ry a construit, par exemple, en 1887, un pont tournant de 100 mètres d'ouverture totale, sur le Fraser, qui affecte la forme d'une poutre Howe, à semelle supérieure arquée.

Il suffit de mentionner ce genre d'ouvrages qui n'impliquent aucune disposition spéciale.

Les ponts tournants américains se composaient pour la plupart, au début, de deux poutres séparées, dont les extrémités libres étaient suspendues, par des haubans, à une tour centrale. Cette disposition fort rationnelle a été abandonnée; elle coûtait cher pour les grandes portées et manquait, pendant la révolution, de rigidité latérale. On a donné alors aux ponts tournants la forme de poutres continues. Tel est, par exemple, le cas de la travée mobile de 112 mètres du pont du Cincinnati Southern Ry.

Mais la forme rationnelle primitive a reparu, améliorée, par suite d'une transformation naturelle de la poutre continue. Les travées tournantes sont toujours, maintenant, à voie intérieure. Or il y a un avantage évident, plutôt que de reporter toute la charge verticale au sommet de hautes tours, à la conduire par un chemin plus court sur l'appui central, à l'aide de bras inclinés qui jouent, pour chaque volée, le rôle d'un montant extrême.



Fig. 618. — Ancien Pont de Madison Avenue, sur le Harlem (Keystone Bridge Co.)

Chaque volée forme ainsi une travée complète, et les deux volées sont reliées, d'une brisure à l'autre des semelles supérieures, par un lien, formé de barres à œils, qui peut être horizontal, mais auquel il est d'usage de donner la forme d'un câble de pont suspendu, aboutissant à une tour centrale. Cette forme, lorsqu'elle n'est pas dictée par des motifs d'esthétique, correspond à une conception fausse des conditions les plus favorables, attendu qu'elle est moins économique que la forme horizontale, et qu'elle entraîne une plus grande flexion des consoles pendant la rotation, par suite : 1° de l'influence plus grande de l'allongement des

câbles; 2° du tassement de la tour. Il est vrai que, d'ordinaire, la tour a pour but de combattre, en cas de besoin, l'inégalité de poids des deux volées, et qu'il peut y avoir économie à utiliser pour le transport des charges verticales la section demandée pour la stabilité. Mais les tours supportent la machinerie qui est, souvent, assez pesante pour exiger des dimensions suffisantes pour assurer la rigidité, et il ne semble pas contestable que les proportions de certains grands ponts tournants, pour être élégantes, ne sont point les plus économiques.

Nous donnons (fig. 648 à 652) les dessins de quelques ponts anciens et récents. Le pont de Madison Avenue est un exemple du type à profil triangulaire, qui a été assez usité.

Actuellement, sauf quelques exceptions, le dessin des ponts tournants nouveaux appartient, en général, au type que les Américains appellent *Pratt modifié* (modified Pratt). C'est un système hybride, dans lequel l'ensemble des poutres est du système Pratt, à part les panneaux voisins du centre, qui dérivent des systèmes triangulaires.

En comparant, par exemple, les deux principaux exemples de ce genre, le pont de New-London (1889) et celui d'Omaha (1893) qui ont, à peu de chose près, même portée, on peut voir l'espace franchi par la construction américaine dans l'intervalle de ces six années, non pas au point de vue des détails des fermes, qui sont parfaits dans le pont de New-London, mais à celui du dessin général, de la longueur des panneaux, de la suppression des contre-tirants, etc.

Le pont d'Alton, dont nous donnons également les dessins, appartient, en apparence, au genre continu; mais il ne diffère, en réalité, des précédents que par l'horizontalité du lien, et par la suppression, qui peut être avantageuse en pareil cas, des bras inclinés.

On ne peut, en somme, *à priori*, donner la préférence à l'un des deux systèmes : leurs avantages respectifs sont une question de circonstances et de dessin.

ES parties importantes des ponts tournants sont les organes d'appui : l'appareil de rotation, au centre; les appareils de calage, aux extrémités.

Au point de vue des appareils de rotation, les ponts tournants américains se divisent en deux catégories, suivant qu'ils reposent sur un pivot central, ou sur une couronne.

Dans le premier cas, il suffit d'une ou deux poutres transversales pour reporter sur le pivot tout le poids de la travée tour-



Fig. 610. — Ancien Pont de Madison Avenue, sur le Harlem (Keystone Bridge Co).

nante. Dans le second, au contraire, la charge doit être répartie sur un tambour cylindrique, et cela nécessite l'emploi : d'abord, de fortes poutres, nommées *poutres de levage (lifting girders)*, qui doivent transmettre la charge, autant que possible, aux sommets d'un polygone régulier, et ensuite, de *poutres de distribution*, dont le but est de partager la charge entre les différents secteurs du tambour, qui achève de la distribuer entre les galets.

Dans certains ponts, pour obtenir un partage plus parfait de la charge entre les galets, et s'affranchir de l'inégalité possible du chargement des deux volées, on a interposé entre les tours cen-

trales, rigides, et la semelle supérieure, qu'elles supportent, de courtes bielles oscillantes. Cette disposition se rencontre notamment au pont de Lachine.

En pratique, le système à pivot *(pivot-bearing)* n'est pas usité, parce qu'il faudrait un pivot de dimensions et de résistance considérables pour supporter, sans s'écraser, le poids des grandes travées tournantes, et que les frottements deviendraient d'ailleurs énormes.

On substitue donc au pivot, même dans les petites travées, un *support central (center-bearing)*, qui ne diffère point, comme principe, du *support annulaire* (*rim-bearing*) et qui présente l'avantage de donner plus de stabilité, de répartir la pression sur une plus grande surface qu'un pivot, et de réduire en même temps les frottements à un minimum.

Le genre unique de supports usité dans les ponts tournants américains consiste donc dans une couronne de rouleaux tronc-coniques, roulant entre des voies coniques d'angle complémentaire.

Dans les supports centraux, dont nous donnons, dans l'Atlas, un dessin à grande échelle, pour un pont à faible portée (pont de Dismal Swamp), les rouleaux coniques sont emboîtés entre deux plateaux, et souvent maintenus à l'aide de châssis circulaires, auxquels leurs axes sont fixés. Pour les grands ponts, une seule couronne de galets ne suffit pas : au pont sur le Passaic, la charge du pont est reportée sur deux couronnes de galets concentriques et étagées, dont le plateau inférieur repose lui-même sur un pivot à tête sphérique, qui assure la parfaite égalité de répartition de la charge entre les galets. Pour donner au pont une stabilité suffisante, on est obligé de recourir, en outre, à un certain nombre de galets extérieurs, dont le but n'est que de maintenir l'équilibre de la travée sur son support. Mais, pour que ces galets soient en contact avec leurs voies, il faut leur imposer une charge, et le partage est forcément incertain entre les divers supports.

Les supports annulaires se composent d'un grand nombre de galets, dont les axes convergent, en formant une *araignée* (*spider*), vers une armature circulaire centrale à laquelle ils sont fixés, et qui tourne autour d'un pivot vertical. Le tambour circulaire qui

supporte, dans ce cas, le poids de la travée, tourne autour de ce même pivot. Les dessins de l'Atlas montrent les dispositions variées de ces organes.

Dans certains ponts très lourds, on peut être amené à recourir à une double couronne : au pont du Harlem, où cette disposition se rencontre, l'araignée ordinaire est remplacée par un réseau en cornières rivées, portant des armatures circulaires dans lesquelles sont fixés les axes des galets.

La charge, par mètre courant des génératrices, que l'on im-

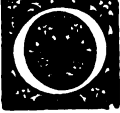


Fig. 650. — Pont à double étage d'Albany & Greenbush. Travée tournante de 122m,00 (Phœnix Bridge Co).

pose aux galets est donnée par diverses formules (voir chap. X).

La rotation est toujours actionnée, maintenant, par un pignon engrenant avec une couronne dentée — généralement en fer forgé — portée par la pile centrale.

A l'extrémité de chaque volée se trouvent des appareils de verrouillage et de calage.

N se contentait, autrefois, d'un calage sommaire, destiné à éviter simplement le martelage au passage des charges, et qui s'obtenait à l'aide de coins. Le pont sur le Passaic en présente un exemple (v. Atlas). Mais le frot-

tement, considérable dans les travées de quelque importance, ne permettait qu'un soulèvement faible, et d'ailleurs variable, de l'extrémité des consoles par ce procédé. Il n'est donc plus usité.

Au pont du Cincinnati Southern Ry, on eut recours à une méthode fort ingénieuse. Le poids de la travée étant connu, on en déduisit, par le calcul, la réaction des appuis sous la travée lège. On se servit alors de vérins hydrauliques pour le réglage, qui ne demande, avec un pareil système, qu'une simple lecture de la pression indiquée au manomètre.

Mais on préfère maintenant recourir à de puissants appareils de calage mécanique, qui permettent de relever les extrémités des travées tournantes à un niveau constant, fixé d'avance.

Au pont de New-London, l'appareil de calage consiste dans quatre puissants vérins — un sous l'extrémité de chaque poutre — qui sont commandés mécaniquement, de la cabine de manœuvre, à l'aide d'arbres et de trains d'engrenages.

Mais le système le plus répandu est celui des ***béquilles***, ou des *cames (cams)*, ainsi qu'on les nomme en Amérique. Dans ce système, le soulèvement s'obtient à l'aide de béquilles, articulées transversalement et mues par des bielles, qu'une commande mécanique permet de coucher horizontalement, pour l'ouverture, ou de relever, pour le calage.

Dans tous les cas, le mécanisme de commande relève ou abaisse en même temps les rails en biseau *(split rails)* qui constituent généralement le joint de la voie. Les signaux de protection sont enclenchés avec ces appareils, ou manœuvrés par eux.

Nous donnons, dans l'Atlas, des dessins qui montrent, plus clairement qu'une description, la disposition et le fonctionnement de ces divers appareils aux ponts de New-London, d'Alton et Interstate.

Les vérins et les béquilles assurent, à la fois, le calage et le verrouillage. Nous citerons seulement, pour mémoire, un verrou automatique, pour les petites travées, inventé par M. E. C. Fowler, et qui est décrit dans l'Engineering News, an. 1893, T. II, p. 118.

Bien que l'on se réserve toujours la possibilité d'exécuter les manœuvres à la main, les grandes travées sont toutes mues

mécaniquement, à la vapeur, à l'air comprimé, à l'eau sous pression ou à l'électricité. La vapeur est la solution la plus répandue, pour les ponts isolés loin de tout centre habité. L'air comprimé et, surtout, l'électricité sont fort usités dans les villes, où l'on dispose de distributions de ces sources de forces : l'emploi en est alors très économique, toutes les fois que les ouvertures ne sont point très fréquentes. Quant à l'eau comprimée, l'application la plus parfaite qui en ait été faite est probablement celle réalisée par M. George S. Morison au pont sur la Willamette. Mais ce système



Fig. 651. — Pont du West Side and Yonkers R. R. sur le Harlem River.

n'échappe point aux inconvénients inévitables des appareils hydrauliques, et les commandes mécaniques doivent être préférées.

On a cherché, par différents procédés, à s'affranchir du calage des extrémités des volées.

Pour éviter, d'abord, la flexion des consoles, due à l'échauffement de la semelle supérieure par les rayons solaires, on peint quelquefois cette semelle en blanc.

Parmi les dispositions ingénieuses anciennes, nous citerons celle qui a été adoptée au pont de Charlotte, et qui consiste dans l'emploi de quatre vérins hydrauliques, qui soulèvent le pont, sur la pile centrale, pour en dégager les extrémités.

Depuis quelques années, on a proposé divers mécanismes qui ont pour but de soulever les deux volées, à l'aide d'une traction exercée sur les semelles supérieures.

Un premier système consiste à supporter le nœud central de la semelle supérieure au moyen d'étriers à branches filetées. En relevant les étriers, on soulève les deux volées ; et la commande peut se faire très facilement par des moyens mécaniques.

Dans un autre arrangement, dont nous donnons un exemple, c'est à l'aide d'un cylindre hydraulique que l'on raccourcit la semelle supérieure. La disposition qui a été appliquée n'est pas la seule que l'on puisse concevoir.

Malgré la simplicité de ces derniers systèmes, il est peu probable qu'ils dépassent les limites de simples expériences, car ils peuvent faire perdre une partie des avantages de la continuité des semelles, et ils exigent une rotation importante des barres à œils centrales autour de leurs chevilles, que l'absence d'un graissage efficace transformerait en une flexion dangereuse.

D'ailleurs, pour de grandes travées, ils conduiraient à donner aux tours centrales des dimensions peu économiques.



NOUS avons rappelé précédemment les plus intéressants parmi les ponts tournants anciens. Nous donnons en outre, dans l'Atlas, quelques dessins de ponts sur le Harlem, à New-York, qui sont les prototypes de la forme élégante maintenant la plus répandue (fig. 651).

C'est en Amérique que se trouvent les plus grandes travées tournantes qui existent au monde.

Les principales construites jusqu'à ce jour, en Amérique, sont les suivantes :

	Mètres.
Interstate Bridge (Omaha, Neb.), double voie ferrée, double voie charretière et passerelles.	158,50
Pont sur la Tamise (New-London, Conn.), double voie ferrée	153,31
Arthur Kill (Staten Island. N. Y.), simple voie ferrée.	152,40

	Mètres
Raritan River (Long Branch R. R.), simple voie ferrée	143,86
Louisiana, Mo. (fig. 652), simple voie ferrée	135,94
Alton (p. 343), double voie ferrée.	137,10
Winona, Minn., simple voie ferrée	134,11
Macomb's Dam. New-York, pont-route . . .	125,58
Fort Madison Wis, simple voie ferrée	122,22
Harlem River, New-York, quadruple voie . .	118,56

La plus lourde est la travée sur le Harlem, qui pèse



Fig. 652. — Pont de Louisiana (Union Bridge).

1.997.600 kilogrammes; l'Interstate Bridge vient ensuite, avec 1.362.000 kilogrammes.

Nous donnons, dans l'Atlas, les dessins complets des grandes travées tournantes de New-London et d'Alton, qui représentent les deux types principaux, ainsi que divers détails des ponts sur le Passaic, de Charlotte, de Dismal Swamp et d'Omaha (Interstate Bridge).



Pont d'Albany et Greenbush. — La travée tournante de ce pont (fig. 650), bien que déjà ancienne, mérite d'être citée, comme une des plus lourdes de l'Amérique, quoique la portée n'en soit que de 122 mètres.

Le pont dont elle fait partie, situé sur l'Hudson, est tout entier à double étage et donne passage : 1° à l'étage inférieur, à une route, avec double passerelle en encorbellement, pour les piétons; 2° à l'étage supérieur, à une double voie de chemin de fer.

La longueur totale de l'ouvrage est de 430 mètres et les travées fixes, dont la portée ne dépasse pas 75 mètres, ne présentent aucune autre disposition intéressante.

Le point de la travée tournante et de l'appareil de rotation, qui atteint à peu près un million de kilogrammes, est réparti, *à la fois,* sur un ***support central*** et sur un ***support annulaire***.

Le pont est manœuvré à la vapeur. La durée de la manœuvre d'ouverture est de moins de deux minutes.

Ce pont a été construit par la Phœnix Bridge Co, sur ses dessins.

**ont sur la Willamette**; (V. A.). — Ce pont (fig. 244 à 248) donne à la fois passage : 1° à la base, à la voie ferrée de l'Oregon Ry & Navigation Co; 2° à mi-hauteur des fermes, à une voie charretière. Il comprend deux travées principales du système Linville : l'une, fixe, de 97m,83; et l'autre, tournante, de 103m,63.

Les crues de la Willamette ne dépassent guère 6 mètres. Mais les crues de la Colombie refluent dans son affluent et amènent des crues de 8m,53. La cote des basses eaux étant de 22m,86 et la cote des rails de 31m,20, il peut y avoir, lors des grandes crues, 0m,15 d'eau sur le tablier inférieur. M. G. Morison, Ingénieur en Chef, a été, ainsi que nous l'avons dit (p. 169, 285), amené, pour ce motif, à donner au pont un tablier inférieur massif, qui tient peu de hauteur et présente une grande résistance transversale.

A part cela, l'intérêt principal de l'ouvrage réside dans l'appareil de manœuvre.

Le pont est du système à *couronne*; les galets et leur voie de roulement sont en acier. La manœuvre se fait à la vapeur.

Le calage se fait à l'aide de béquilles ou cames, mues par des pistons hydrauliques. Ces pistons, disposés horizontalement, agissent, à l'aide de balanciers, sur les deux tiges de manœuvre

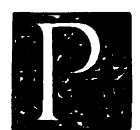
des béquilles. Il y a deux cylindres, munis chacun de deux plongeurs ; l'un des cylindres sert au calage, l'autre au décalage, et, pour assurer la simultanéité des mouvements, les tiges des pistons sont articulées aux deux extrémités de balanciers réunis par une bielle d'accouplement inverse.

La manœuvre des rails mobiles s'exécute automatiquement, par le jeu de leviers spéciaux [1].

L'eau est comprimée, à la pression de 70 kilogrammes par centimètre carré, par une pompe Worthington, située dans la cabine de manœuvre.

Ces appareils fonctionnent parfaitement. Bien que la travée pèse 540 tonnes, la *manœuvre complète* d'ouverture ou de fermeture ne prend qu'*une minute*, résultat très important sur une rivière où la navigation est active.

Les travaux furent exécutés par l'Union Bridge Co, sous la direction de M. George A. Lederlé, Ingénieur Résident. La machinerie a été fabriquée par les Vulcan Iron Works.



ont de New-London; (V. A.). — Les premières études de ce pont remontent à 1860 ; mais la profondeur d'eau et de vase molle avait semblé, à cette époque, un obstacle insurmontable, et c'est seulement en 1888 que M. A. P. Boller fut chargé par le New-York, Providence & Boston R. R. de préparer d'urgence les projets du pont.

La Tamise n'est pas, à proprement parler, une rivière, mais une baie profonde et resserrée du détroit de Long Branch, au fond de laquelle se jettent les deux rivières Shetucket et Yantic.

La profondeur de l'eau est considérable et le fond se compose, comme toujours en pareil cas, de dépôts, dont la nature passe graduellement de la vase fluide à la vase compacte, au sable vaseux, au gravier, et aux galets et blocs roulés qui recouvrent le rocher.

---

1. — Les dessins de ces appareils sont donnés dans la *Railroad Gazette*, année 1889, page 260.

Les sondages faits par MM. Spielman & Brush, par le procédé hydraulique, — à l'aide d'une lance de 0m,019, injectant de l'eau dans une gaine de 0m,25 — révélèrent la présence du fond solide à des profondeurs variant de 30 mètres à 40 mètres.

Il était impossible, dans ces conditions, de songer à l'air comprimé. Quant aux fondations par caissons sans fond, elles eussent coûté trop cher, et n'auraient présenté qu'une sécurité douteuse, car il eût été difficile d'assurer aux piles une base d'appui égale et homogène.

On se décida donc pour des fondations sur pieux. Il y avait bien lieu de craindre le taret et la limnoria; mais ils sont peu actifs sur cette partie de la côte de l'Atlantique, et le créosotage des bois — surtout à l'aide de goudrons minéraux — suffit pour les écarter; ils ne remontent guère, d'ailleurs, dans l'eau relativement peu salée de la Tamise.

Le pont est symétrique et se compose d'une travée tournante de 153m,31, flanquée de deux travées de 94m,49, et de deux travées de 45m,72. Les pieux devaient être battus jusqu'au fond solide, et il fallait leur assurer une stabilité latérale que ne pouvait leur procurer la vase, en raison de l'absence de cohésion des couches supérieures. M. Boller imagina le procédé suivant :

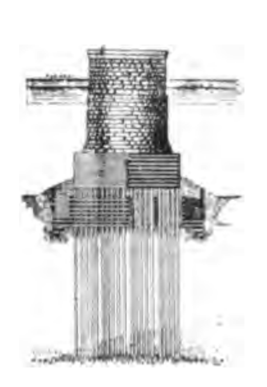


Fig 653. — Fondation de la pile centrale de la travée tournante du Pont de New-London.

Il construisit une sorte de caisson ouvert, en charpente, à double paroi (fig. 653), divisé, en plan, en un certain nombre d'alvéoles par des poutres qui le traversent de bout en bout, comme dans les cribs ordinaires. Ce caisson fut lesté de sable et de pierraille, et foncé dans une fouille préalablement draguée, de manière à ce qu'il ne fît point saillie sur le fond. L'opération était délicate, en raison de la profondeur de l'eau et de la nécessité de mettre les caissons rigoureusement en place, à 0m,60 ou 0m,90 près; néanmoins elle réussit dans tous les cas. On remplit alors de sable les alvéoles, sur une partie de leur hauteur,

pour bien régulariser la surface d'appui. Ensuite, on battit des pieux jointifs dans chacune des alvéoles. C'est sur ces pieux, recépés à une profondeur qui varie, suivant les piles, entre 15 et 18 mètres au-dessous du niveau de l'eau, que reposent les piles.

Le caisson est composé de pièces de $0^m,30 \times 0^m,30$. Celui de la pile centrale mesure $21^m,64 \times 21^m,64$, et renferme 16 alvéoles de $3^m,66 \times 3^m,66$, dans lesquelles ont été battus 640 pieux. Ces pieux, en pin blanc et en pitch-pin, avaient au moins $0^m,23$ de diamètre à la pointe et de $0^m,38$ à $0^m,51$ au sommet, une fois recépés, et de $25^m,91$ à $28^m,96$ de longueur. On dut donc, pour les battre, se servir d'un faux pieu en chêne, fretté aux deux bouts, et muni d'un goujon pénétrant dans la tête du pieu, disposition qui donna d'excellents résultats. On reconnut d'ailleurs que la meilleure méthode pour obtenir un enfoncement rapide et sans éclatements consistait dans l'emploi d'un mouton à vapeur de 1800 kilogrammes, frappant à coups précipités, avec une faible hauteur de chute. Le caisson supportait une charpente supérieure, s'élevant au-dessus de l'eau, qui en marquait la place et facilitait le travail. On laissait d'abord vide la case centrale, pour permettre l'insertion de la scie, et on n'y battait les pieux qu'après le recépage des autres. Cette opération était particulièrement difficile, en raison de la profondeur sans précédent où elle devait se faire, des variations de cette profondeur à chaque marée, entre $14^m,32$ et $15^m,54$, et des vagues. L'arbre en acier de la scie fut, en conséquence, solidement maintenu, jusque vers sa base, à l'aide d'une armature formée de deux poutres de pitch-pin, de $0^m,36 \times 0^m,36$, convenablement reliées ensemble. Les scies, circulaires suivant l'usage, avaient $1^m,27$ de diamètre et 9 millimètres d'épaisseur. Elles faisaient 400 tours par minute. On éprouva d'abord quelque difficulté pour guider la scie, et l'on dut se servir de plongeurs pour repérer les pieux. Mais on installa, par la suite, des repères qui permirent de *faucher* les pieux par files. Le niveau de la scie était maintenu à l'aide d'un repère fixé sur l'arbre, et d'une ligne de foi marquée sur les charpentes supérieures.

Une fois les pieux recépés, on remplissait complètement de sable les alvéoles, puis on remblayait autour du caisson.

Sur cette fondation, repose une véritable boîte en charpente massive de poutres de $0^m,30 \times 0^m,30$ de ***hemlock***, doublées d'un bordé créosoté et calfaté, mesurant, à la pile centrale, $15^m,24 \times 15^m,24 \times 15^m,24$, dont les dimensions ont été réglées d'après le poids limite que l'on voulait imposer aux pieux. C'est sur le fond de ces boîtes que reposent les maçonneries des piles.

Les bois à créosoter étaient préalablement chauffés à une température de 66 degrés, dans un vide de $0^m,66$; ils renferment 240 kilogrammes d'huile par mètre cube. Les piles ont, suivant l'usage, un parement en pierres de taille, avec un remplissage en béton.

Le pont est à double voie. Les poutres à voie supérieure ont seules trois fermes.

La travée tournante a une semelle supérieure moitié rectiligne, moitié parabolique. Les deux fermes en sont écartées, d'axe en axe, de $8^m,64$.

La travée est calculée pour une surcharge comprenant, sur chaque voie, deux machines *Consolidation* pesant ensemble 154 tonnes, suivies d'un train pesant 4.464 kilogrammes par mètre courant.

La travée est manœuvrée à l'aide d'une machine à vapeur à cylindres oscillants, faisant 170 tours par minute et actionnant les divers arbres par des commandes à friction.

Le pont tourne sur une voie annulaire, à l'aide d'un pignon qui engrène avec une couronne dentée. L'appareil de calage consiste dans des vérins mus par un arbre spécial, qui commande aussi la manœuvre des rails mobiles (V. A.).

Le poids de la travée est de 1.180.000 kilogrammes.

La manœuvre de l'appareil de calage prend au minimum 15 secondes; l'ouverture prend deux minutes et demie. L'opération est plus lente lorsqu'il y a du vent.

Le pont est couvert par des signaux à enclenchements électriques.

Le pont est tout entier en acier doux, de $45^k,5$ à $47^k,6$ de résistance limite. On a limité l'usage de l'acier Bessemer à quelques organes.

Le pont est défendu, suivant l'usage, par des estacades *(fen-*

ders) qui ont respectivement 54^{m}86 pour les piles extrêmes, et 173^{m},74 pour la pile centrale.

Aux épreuves, on s'est servi de trains composés de trois locomotives suivies de voitures à voyageurs, et imposant au pont une surcharge d'environ 300 tonnes par voie. Les flèches n'ont pas dépassé 54 millimètres sur la demi-travée chargée, ni les relèvements 63 millimètres sur la demi-travée lège. Sur les travées indépendantes de 94^{m},49, les flèches n'ont pas dépassé 59 millimètres.

Le pont fut livré à l'exploitation le 10 octobre 1889. La dépense totale s'est élevée à 6.469.699 fr. 50 ($ 1.293.939,90).

Il s'est produit depuis, dans certaines piles, des tassements qui ont nécessité des travaux de consolidation.

Nous devons à l'obligeance de l'Union Bridge Co., qui l'a construit, les dessins de ce pont, reproduits dans l'Atlas.



Interstate Bridge; (**V. A.**). — Ce pont (fig. 267), qui relie East Omaha et Council Bluffs, se compose d'une travée tournante de 158^{m},50, et de deux petites travées Pratt.

La pile centrale de la travée tournante a été fondée, à 35^{m},28 de profondeur, à l'aide d'un caisson ouvert, entièrement cylindrique, de 12^{m},19 de diamètre, comportant un puits central unique de 6^{m},10 de diamètre, qui s'évase à la base et se relie à l'enveloppe, suivant la disposition usuelle. Le caisson est en tôle d'acier de 0^{m},0127 sur 4^{m},88 de hauteur, et ensuite en tôle de 9 millimètres. Le couteau est armé de deux tôles de 0^{m},025 d'épaisseur. Les anneaux sont exactement de même diamètre et s'assemblent *bord à bord*, à l'aide d'éclisses intérieures, pour supprimer toute cause de frottement; au niveau de la chambre, les deux parois sont réunies par des diaphragmes en tôle pleine, et par un anneau en treillis rivé; sur tout le reste de la hauteur, par des entretoises en charpente et des tirants ajustables, fixés à l'aide de cornières. Vingt tuyaux de 0^{m},076, se terminant par des ajutages de 0^{m},025, injectaient de l'eau sous pression à l'intérieur de la chambre, au voisinage du couteau, et servaient à faciliter la descente. De ces tuyaux se détachaient également, de 3 mètres en 3 mètres de

hauteur, des branchements qui débouchaient sur la paroi extérieure du caisson et avaient pour but de réduire le frottement pendant la descente. Les déblais étaient exécutés à l'aide de lances hydrauliques indépendantes, qui permettaient de guider la descente; ils étaient extraits à l'aide d'une drague clam-shell.

Le caisson fut construit sur la rive et lancé à l'aide d'un faux-fond; pour l'amener en place, on dut creuser un chenal dans la glace. La gelée, empêchant le bétonnage, retarda le travail au début. On dut également enlever une grande quantité de troncs d'arbres que l'on rencontra dans les couches de sable argileux traversées.

Aussi la descente moyenne ne fut-elle guère que de $0^m,45$ par jour, pendant la première moitié du fonçage. On rencontra alors un gros sable pur, où la descente journalière moyenne fut de $0^m,60$. En raison des nombreux arrêts, le fonçage prit près de 3 mois. Enfin l'on s'arrêta sur un lit de gros blocs roulés, à 2 mètres au-dessus du fond rocheux.

Les proportions du mortier employé dans le béton varient entre 1,5 et 2 volumes de sable pour 1 volume de ciment. La pile a un parement en maçonnerie. Le remplissage est en béton, mélangé de moellons.

Le caisson avait été lancé en janvier 1893; la pile était achevée le 13 juin. Les autres piles sont des supports provisoires en charpente.

La travée tournante, — qui supporte une double voie ferrée, deux voies charretières ou de tramways et deux passerelles, — mesure $158^m,50$ entre chevilles extrêmes, $28^m,96$ de hauteur sur la pile centrale et $7^m,62$ aux portails extrêmes. Elle comporte seulement deux fermes, les voies charretières et passerelles étant portées en encorbellement, à l'extérieur.

Le dessin de ce pont est remarquable par le réseau simple, la grandeur et le petit nombre des panneaux, la suppression des contre-tirants, la distinction nette qu'il présente du rôle des deux moitiés de la travée, dont chacune forme une poutre complète, suspendue seulement à la tour centrale qui repose sur le tambour.

Le tablier est calculé pour résister à la surcharge classe X de

M. Waddell (voir chap. X). Pour les fermes, on a estimé à 14.285 kilogrammes par mètre courant la surcharge vive, quand une seule moitié est chargée, et à 11.904 kilogrammes par mètre courant, quand les deux le sont.

Le contreventement est calculé pour résister à une pression de 893 kilogrammes par mètre courant, sur la semelle inférieure, et de 417 kilogrammes par mètre courant sur la semelle supérieure.

Le poids mort a été estimé, dans les calculs, à 2.381 kilogrammes par mètre courant.

Le tambour tourne sur une couronne.

La manœuvre est commandée par deux dynamos Waddell-Entz, de 40 chevaux, faisant 270 tours par minute.

Le mécanisme de rotation présente une particularité : la commande du mouvement à l'aide de deux pignons, reliés par un dispositif égaliseur, et agissant aux deux extrémités d'un diamètre de la couronne dentée. Le verrouillage est à béquilles, conformément au type maintenant généralement adopté. La manœuvre en est commandée, ainsi que le montre le dessin de l'Atlas, par un arbre longitudinal placé sous la voie et agissant, par l'intermédiaire d'un vérin, sur les bielles qui soulèvent et abaissent les béquilles et les rails.

Ce pont a été exécuté sous la direction de M. J. A. L. Waddell, Ingénieur en Chef, et sur ses dessins, par la Phœnix Bridge Co.

Les fondations avaient été exécutées par Sooy Smith & Co.

La durée de la manœuvre électrique est d'une minute pour le décalage, et de 5 minutes pour la rotation de 90 degrés. A la main, ces manœuvres exigent le concours de 12 hommes et demandent respectivement 5 minutes et 25 minutes.



ont à quadruple voie sur le Harlem. — La travée tournante du N. Y. C. & H. R. R. R., à laquelle nous avons déjà fait maintes allusions, n'est point remarquable par sa portée (118 mètres), mais parce qu'elle est la seule, supportant quatre voies, qui atteigne à de semblables dimensions.

Elle est du système à couronne et comporte trois fermes, du

type hybride ordinaire (*modified Pratt*), dont les bras centraux reposent, en plan, aux sommets d'un hexagone, au-dessus de la couronne de galets. Il en résulte forcément une légère modification des panneaux centraux de la ferme médiane. Le pont a $18^{m},29$ de largeur.

Les particularités du dessin sont le rivetage, bout à bout, des deux moitiés des contretirants, et le tablier massif (fig. 312). Les ondulations du tablier ont $0^{m},38$ de largeur et $0^{m},46$ de profondeur, et la voie y est fixée sur des sellettes, avec interposition d'isolateurs en cellulose vulcanisée, dont le but est d'utiliser la voie comme circuit électrique, mais qui ont en outre un excellent effet pour réduire le martelage des attaches.

Ce pont pèse extrêmement lourd (1.998.000 kilog.); il a donc fallu recourir à des dispositions spéciales pour en transmettre le poids à la pile sur laquelle il tourne. Ce résultat est atteint de la manière suivante : le pont repose sur quatre *poutres de levage*, deux transversales et deux longitudinales, lesquelles reposent elles-mêmes sur des *poutres de distribution* radiales, qui transmettent la charge à deux tambours cylindriques concentriques; chaque tambour est porté par 72 galets tronc-coniques d'acier, de $0^{m},61$ de diamètre, qui sont alternés, en plan, de manière à permettre le passage des axes des galets de la couronne extérieure entre les galets de la couronne intérieure. L'araignée ordinaire est remplacée par un réseau de cornières rivées. Les galets roulent entre deux voies coniques d'acier laminé.

L'appareil de calage est à vérins, comme au pont de New-London.

Les projets de ce pont ont été faits par M. Walter Katte, Ingénieur en Chef, et Geo. H. Thomson, Ingénieur des Ponts de la Compagnie de chemins de fer. Les travaux ont été exécutés par la King Bridge Co.


ont de la Septième Avenue. — Ce pont remplace, sur le Harlem River, l'ancien pont de Macomb's dam, qui était devenu insuffisant.

La nouvelle travée a $124^{m},51$ de centre en centre des chevilles

extrêmes; les fermes en sont espacées de 13^{m},26. La largeur totale entre garde-corps est de 19^{m},81.

Ce qu'il y a de plus remarquable dans ce pont, c'est le mode de fondation de la pile centrale de la travée tournante. On eut recours, pour l'exécuter, à un caisson annulaire, dont la paroi extérieure était cylindrique, en acier, — tandis que la paroi interne, octogonale, et le plafond étaient en charpente. Lorsque le caisson fut rendu sur le roc,—opération qui ne présenta point de difficultés à une semblable profondeur (8^{m},53), — la chambre fut remplie de béton. Le vide central devait être bétonné à sec; mais on ne put parvenir à y épuiser l'eau. Les parois en bois du caisson furent alors démontées, et l'on coula le béton sous l'eau, sur 2^{m},10 d'épaisseur. Après 14 jours de prise, on épuisa, et l'on acheva la maçonnerie de la pile à l'air libre, à l'abri d'un bâtardeau en charpente qui tenait lieu du crib ordinaire. Il y a deux autres piles fondées à l'air comprimé. Les fondations, dont tous les caissons sont, par exception, *en acier,* furent exécutées par Sooy Smith & Co.

Les projets du pont ont été préparés par M. A. P. Boller, et exécutés sous sa direction et sous celle de M. W. G. Triest, Ingénieur Assistant.

La dépense totale, pour les fondations et la superstructure, y compris 600 mètres de travées d'approche, en treillis rivé, ne dépassant pas 30 mètres de portée, s'est élevée à 6.250.000 francs environ.

**ont sur le Passaic River;** (**V. A.**). — Ce pont, sur le New-York, Lake Erie & Western R. R., n'a que 33 mètres de longueur totale et ne présente qu'une particularité intéressante : la substitution aux organes servant d'ordinaire au calage, d'un appareil hydraulique d'ajustage, placé au centre des fermes et qui permet à volonté de soulever les extrémités du pont, ou de les laisser descendre sur leurs appuis. Ce résultat est atteint à l'aide d'un cylindre hydraulique, placé verticalement suivant la petite diagonale d'un losange formé de barres à œils et articulé, aux sommets de sa grande diagonale, avec les semelles supérieures des deux demi-travées. En comprimant de

l'eau sous le piston, on raccourcit la grande diagonale horizontale, et les deux moitiés du pont se trouvent soulevées. En laissant échapper le liquide, elles retombent sur leurs appuis. On a dû, pour donner au pont une rigidité suffisante, river à la semelle inférieure les deux montants centraux, dont le contreventement est muni d'attaches ovalisées. Cette disposition laisse à désirer.

Cet ouvrage intéressant, mais dont certains détails auraient pu être améliorés, est dû à M. C. W. Buckholtz, et a été construit par l'Union Bridge Co., en 1892.



Fig. 654. — Vue du Pont-levant de Chicago, la travée étant entièrement relevée.

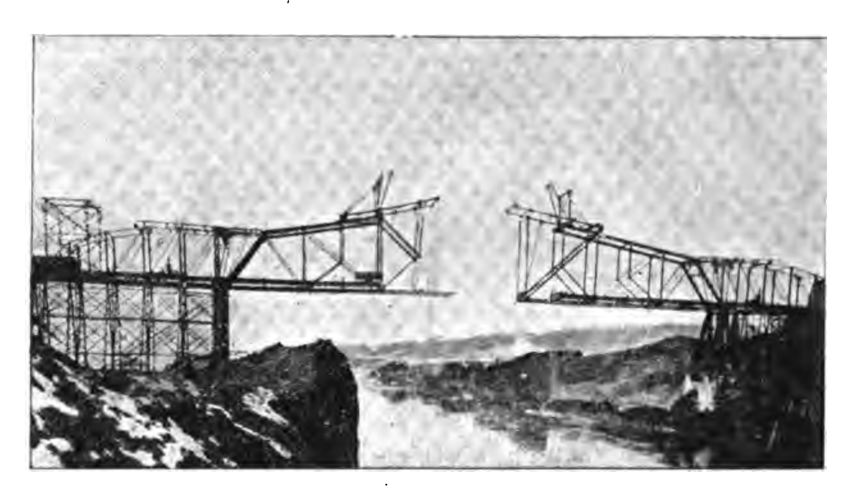


Fig. 655. — Montage en porte-à-faux d'une travée *indépendante* de 126m,95 de portée, sur la Colombie[1] (Edge Moor Bridge Co).

CHAPITRE X

PRINCIPES DE CALCUL — MATÉRIAUX ET PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION — MONTAGE

Nous avons étudié successivement, dans les chapitres qui précèdent, les principes du dessin et de la construction des ponts et des viaducs américains, ainsi que les principales applications qui en ont été faites jusqu'à ce jour.

Nous avons été ainsi amené à mettre en relief, au fur et à mesure, certaines pratiques qui diffèrent essentiellement des nôtres ; nous avons cité, à l'occasion, des formules de calcul, qui semblent, tout d'abord, tellement diverses que l'on pourrait en venir à se demander si seulement il existe *une méthode américaine;* enfin, nous

1. — Dessin emprunté à l'Engineering Record.

avons insisté, à maintes reprises, sur la précision extrême exigée par les cahiers de charges, — précision dont la rigueur peut paraître irréalisable ou illusoire.

Ces seuls motifs suffiraient à *justifier* une étude d'ensemble des principes de calcul, des matériaux et des procédés de construction usités en Amérique. Mais il est une autre raison qui la rend *nécessaire*, c'est que la construction américaine est essentiellement un *art de détail* : ce sont, en effet, de véritables *machines* que les charpentes articulées, des machines qui résistent, il est vrai, à des efforts extérieurs, au lieu d'être elles-mêmes des sources de force, mais qui, comme toutes les machines, même les plus ingénieuses, ne valent que par la perfection de l'exécution.

D'ailleurs, « pour réussir en Amérique, dit M. Théodore Cooper, un ingénieur doit être plus qu'un simple calculateur d'efforts. Lorsque la poutre-type et les proportions relatives des panneaux, de la hauteur et de l'écartement des fermes sont choisies, il suffit de posséder des connaissances très élémentaires en mécanique, pour être à même de calculer les efforts, dans un pont américain.

« L'ingénieur doit donc, en outre de son instruction théorique, — qui lui permet d'apprécier l'influence des formes et des proportions des ouvrages, — posséder une connaissance approfondie de la *capacité* des membres et de tous leurs assemblages, et des *procédés industriels de construction et de montage*. Il *doit* savoir comment sera *exécuté et mis en place* son dessin, et si les organes et leurs modes de liaison possèdent l'harmonie nécessaire pour remplir pleinement leur but dans toutes les conditions possibles d'un service réel. »



OUS passerons donc en revue, tout d'abord, les cahiers de charges et les principes généraux qui président à leur rédaction ; — les essais, et les machines parfaites qui servent à les faire ; — les conclusions pratiques que les ingénieurs américains ont tirées de leurs multiples expériences sur le métal brut et mis en œuvre, pour le choix des métaux de construction, des coefficients de travail et des formules de résistance. Puis nous décrirons les principaux procédés de fabrication des

organes essentiels et les méthodes employées pour satisfaire aux clauses délicates imposées par les cahiers de charges. Enfin, nous rappellerons les procédés variés de montage, de la richesse desquels nous avons déjà donné tant d'exemples.

I. — DIVISION DU TRAVAIL DE LA CONSTRUCTION

'État ne joue, comme nous l'avons déjà dit, qu'un rôle limité dans l'exécution des travaux publics. Les *Ingénieurs de l'Armée des Etats-Unis* se réservent exclusivement les questions générales de navigation, l'amélioration des rivières et des rades, — tâche assez vaste, dans un pays aux fleuves immenses et qui possède, d'ailleurs, un tel développement de côtes. En ce qui concerne la construction des ponts, ils fixent seulement, lorsqu'il y a lieu, les ouvertures des travées et la hauteur libre que doivent laisser les ponts qui ne comportent pas de travées tournantes[1].

Ils ont, à cet égard, contribué, pour une large part, au progrès des constructions métalliques, en imposant couramment, sur les grandes rivières, des portées qui demeurent exceptionnelles dans le reste du monde.

Là s'arrête, ou peu s'en faut, l'intervention des pouvoirs publics. Dès lors que l'autorisation nécessaire est obtenue, soit des autorités locales, soit du gouvernement, soit des unes et de l'autre, s'il y a lieu, la Compagnie propriétaire a, en général, toute liberté d'action pour construire le pont à sa guise, en user — et en abuser. C'est la jouissance du droit de propriété, dans son intégrité absolue, — quelquefois au détriment du public.

De cette liberté sans contrôle — de cette *indépendance* — résultent de graves inconvénients et de merveilleux résultats.

1. — Cette hauteur est, en général, de 50', soit, exactement, 15m,24, sur les rivières navigables non maritimes.



Les inconvénients sont ces nombreux accidents que les journaux spéciaux d'Amérique relatent chaque semaine. Certaines Compagnies fabriquent commercialement et livrent, en effet, chaque année, sans le contrôle d'aucun ingénieur responsable, une quantité considérable de ponts où toute autre qualité est sacrifiée à l'économie. Encore, ces ponts, lorsqu'ils sont construits par de grandes Compagnies, sont-ils généralement établis d'après des dessins fort bien étudiés et, quelque réduit qu'en soit le coefficient de sécurité, il ne leur arrive guère de se rompre, si ce n'est faute d'entretien, ou parce qu'on leur impose un service vraiment exagéré. La remarquable résistance des colonnes Phœnix[1] défiait toute concurrence, pour ce genre d'ouvrages. Mais on rencontre pis encore en Amérique : l'œuvre du charron ou du forgeron local, que la faveur de ses concitoyens ou les besoins des spéculateurs improvisent ingénieur. On peut difficilement se rendre compte, en Europe, des œuvres insensées auxquelles cette classe de constructeurs donne le jour. Le pont d'Ashtabula, dont la chute, — survenue en 1876, et qui coûta la vie à tant de personnes, — est célèbre dans le monde entier, était le *chef-d'œuvre* d'un *bon charpentier* qui avait pensé toucher à la renommée en construisant en fonte des poutres Howe, où l'on trouvait, par exemple, pour résister à la tension, *des joints à queue d'aronde !*

Si l'on ajoute à ces causes la violence des débâcles, — les crues qui, dans certaines rivières, peuvent produire, en quelques jours, des affouillements dépassant 15 mètres de profondeur, — les inondations soudaines et terribles, qui charrient devant elles des quantités considérables d'arbres et de débris, et balaient sur leur passage tous les ouvrages, comme les trestles ou les petites travées, qui ne sont point supportés, hors de leurs atteintes, par des piles robustes, — enfin le feu, souvent mis par malveillance, et par lequel périssent tant de constructions en charpente — on s'expli-

1. — Les colonnes Phœnix avaient une résistance à l'écrasement supérieure d'un sixième à celle des colonnes rectangulaires ordinaires, latticées sur deux faces, en raison de leur parfaite symétrie.

quera les véritables causes des nombreuses *destructions de ponts*[1] que relatent les journaux américains.

Cette digression était utile, pour enlever aux détracteurs superficiels — ou de mauvaise foi — des systèmes américains un argument sans consistance, dont ils usent souvent[2].



Les résultats heureux de la liberté, ce sont les chefs-d'œuvre réalisés sous l'aiguillon de la concurrence, en vue d'atteindre, par une sélection progressive des méthodes les plus rationnelles, au maximum d'économie tout en satisfaisant aux cahiers de charges les plus rigoureux.

On trouve, en Amérique, au service de quelques Compagnies de Chemins de fer, mais surtout des grandes Compagnies de Construction, des ingénieurs qui atteignent à une habileté consommée. Pourvus, en général, d'une instruction scientifique et technique approfondie[3], ils trouvent en outre, dans la production, unique au monde, des usines américaines, un immense champ d'épreuves, où ils ont toute facilité pour essayer leurs méthodes et pour en développer les détails[4]. Les grandes Compagnies forment ainsi de véritables *corps privés*, ayant leurs traditions, leurs principes, leurs pratiques spéciales, fruit d'expériences prolongées et méthodiques, et qui réunissent à leur tête une élite de constructeurs, telle qu'aucune autre *entreprise particulière* n'en possède, sans doute, dans le reste du monde. Il en résulte, à la vérité, une aristocratie étroite; et l'on a pu voir, dans les chapitres précédents, que les plus grands travaux, depuis quinze ans, se partagent entre

1. — Le mot *pont* (*bridge*) s'applique indifféremment à tous les ouvrages métalliques ou en charpente, que ce soient des ponts proprement dits, des trestles, ou des viaducs. Les journaux américains citent, d'ailleurs, pêle-mêle, les destructions et les chutes.

2. — C'est surtout entre ingénieurs anglais et américains que se livre une lutte sans trêve.

3. — La construction américaine n'a fait des progrès *réels* et *généraux* que depuis qu'il existe, en Amérique, des écoles d'ingénieurs, qui donnent à leurs élèves une instruction très complète.

4. — Il existe, en Amérique, plus de quarante Compagnies de construction, dont douze, au moins, sont capables d'exécuter, avec la plus grande perfection, des travaux de *premier ordre*. La production des usines s'élevait d'ailleurs, en 1889, à 200.000 tonnes par an.

un petit nombre de personnes ou de Compagnies. Mais le *libre concours* ne favorise pas plus le *nombre*, dans les pays de décentralisation absolue, comme l'Amérique, que dans ceux où les gouvernements entretiennent des Corps d'Ingénieurs.

Au-dessus, enfin, des constructeurs, se trouve une oligarchie du mérite, qui ne comprend que quelques noms à peine : ce sont les Ingénieurs Conseils.

Ceux qui, par une longue carrière, toute d'habileté professionnelle, d'indépendance et de scrupuleuse honnêteté, atteignent à cette haute situation, jouissent d'une influence exceptionnelle : car ils fixent, par leurs cahiers de charges, les règles devant lesquelles s'inclinent tous les constructeurs de l'Amérique. Ils sont les arbitres désignés de toutes les questions qui se rapportent à la conservation des ouvrages d'art ou à l'exécution des grandes entreprises; et nous avons vu que le gouvernement avait ainsi chargé une Commission, composée de MM. G. Bouscaren, W. H. Burr, Théodore Cooper et George S. Morison, et d'un Ingénieur de l'Armée, le Major C. W. Raymond, U. S. A., d'étudier, en 1893, les divers moyens proposés pour franchir l'Hudson.

Mais, indépendamment des cahiers de charges *originaux* qui sont l'œuvre personnelle des quelques ingénieurs qui mènent, en fait, toute la construction américaine, on en rencontre aussi d'autres qui ne sont, souvent, que des compilations de clauses hétéroclites, prises dans les cahiers de charges les plus connus, et dont les auteurs ne se distinguent, en général, que par l'introduction de formules simplement fantaisistes, quand elles ne sont point une imitation imparfaite de modèles classiques. Il est juste d'ajouter que ces œuvres particulières n'ont *aucune influence*.

Les ingénieurs qui rédigent des cahiers de charges sont néanmoins, comme tous les autres, soumis à la loi fatale de la concurrence; et c'est là qu'il faut chercher l'explication des anomalies et des contradictions *apparentes* auxquelles nous avons fait allusion. Faute de la direction unique que peut seule imprimer une autorité supérieure, et sous peine de perdre leur influence, ils sont en effet contraints à une lutte perpétuelle. De là, sans doute, d'heureux résultats : l'addition aux cahiers de charges de clauses chaque

jour plus sévères, et le perfectionnement constant des méthodes, qui en résulte. Mais aussi que de complications inutiles! Que de *surcharges types* diverses, ne différant que par des détails insignifiants, par le déplacement d'un essieu de quelques centimètres ou par l'addition de quelques milliers de kilogrammes sur un *bogie*; que de formules de résistance pour les colonnes, formules dont la multiplicité ne peut guère se justifier que par le désir d'exprimer sous une forme nouvelle, — et personnelle, — des lois qui, pourtant, ne changent point; que de vaines discussions, dans ce remarquable recueil qui s'appelle les Transactions, à la poursuite d'une entente impossible, puisque l'individualisme est la raison d'être de chacun!

Ce sont là seulement les petits côtés d'une grande œuvre. Mais il était nécessaire de les signaler pour permettre de comprendre comment, sous la multiplicité des apparences, *la méthode américaine demeure, néanmoins, unique* en substance, ayant pour but, d'une part, la considération des *efforts réels* et de leurs *influences diverses* sur les organes des ouvrages métalliques, d'autre part, la connaissance approfondie des *propriétés des métaux, bruts et mis en œuvre*, et *l'appropriation rationnelle*, déduite de cette connaissance, de la *matière* et de la *construction* au rôle particulier de chaque membre.



ES Ingénieurs-Conseils rédigent des *cahiers de charges types* : certains, comme ceux de MM. G. Bouscaren et Théodore Cooper, sont classiques en Amérique. Nombre de Compagnies de Chemins de fer ou de Construction ont des cahiers de charges particuliers, préparés par leurs Ingénieurs.

Pour la construction d'un ouvrage particulier, on confie, en général, à un ingénieur la préparation du cahier des charges; le projet est alors mis au concours entre les compagnies de construction, qui présentent, soit leurs propres projets, soit les projets de spécialistes. Lorsque le travail est adjugé, l'ingénieur qui a préparé le cahier des charges est le plus souvent investi du contrôle des travaux, avec le titre d'Ingénieur-Conseil.

D'autres fois, c'est un même ingénieur qui prépare le cahier des charges et les projets, et en dirige l'exécution avec le titre d'Ingé-

nieur en Chef. C'est notamment le cas de presque tous les travaux exécutés par M. George S. Morison, que nous avons eu l'occasion de décrire.

La division du travail n'est pas moindre entre les entrepreneurs : Les fondations sont confiées à des spécialistes, d'une habileté généralement consommée, comme Sooy Smith, Anderson & Barr, etc... Pourtant, M. G. S. Morison exécute toujours lui-même, en régie, les fondations de ses immenses travaux.

Un entrepreneur spécial exécute les maçonneries.

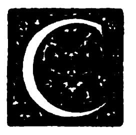
Une seule compagnie de construction est généralement chargée maintenant de la superstructure métallique des ponts d'importance moyenne.

Nous avons maintes fois cité les principales Compagnies : Union, Carnegie, Phœnix, Edge Moor, Pencoyd, aux États-Unis, — Dominion, au Canada. Mais pour les très grands ouvrages, il n'est pas rare, suivant une pratique autrefois générale, de voir un certain nombre de soumissionnaires ou de sous-traitants se partager le travail. Certaines Compagnies ont même des spécialités, comme la construction des viaducs (Phœnix Bridge Co.) ou la fabrication commerciale des barres à œils (Edge Moor, Carnegie, Union, Pencoyd.....), et l'on voit ainsi prendre part à la construction de la superstructure du pont de Memphis, neuf entreprises différentes.

Enfin, le travail sur le chantier est presque toujours, maintenant, confié à des monteurs extrêmement habiles, dont les plus connus sont les Frères Baird.

Cette division du travail est très favorable à la bonne exécution et à l'économie, dans un pays où les procédés de construction sont aussi parfaits, et où le *soin*, la *précision absolue* et même l'*honnêteté* sont, pour les entrepreneurs de *grands travaux*, les *conditions du succès*.

II. — CAHIERS DE CHARGES



'EST pour la construction du pont de Saint-Louis que l'on voit apparaître, en Amérique, le principe fondamental de la construction américaine moderne, à savoir : l'essai des métaux et des membres achevés, considéré comme base de toute construction.

Mais le premier cahier de charges qui ait établi des règles fixes à cet égard est celui préparé par M. G. Bouscaren, en 1874, pour les ponts du Cincinnati Southern Ry, auquel nous avons fait allusion antérieurement. Les clauses principales, au point de vue des conséquences qu'elles ont eues, étaient les suivantes :

1° Jusqu'alors, on calculait les ponts pour une surcharge uniforme, généralement de 2.976 kilogrammes par mètre courant, trop faible, même à cette époque, pour tenir compte des efforts exercés par le matériel alors en usage, malgré sa légèreté. M. Bouscaren y substituait une surcharge-type, composée d'une ou deux locomotives, — choisies comme les plus lourdes que l'on pût prévoir, — suivies d'un train pesant un poids uniforme par mètre courant.

2° M. G. Bouscaren prescrivait les essais en vraie grandeur, non seulement pour les barres à œils, mais aussi pour les colonnes, comme base essentielle de la réception des matériaux.

Les résultats de ces expériences furent considérables : car ils conduisirent à l'abandon des anciennes colonnes fermées, qui présentaient de graves inconvénients, sans avoir une résistance notablement supérieure.

En outre, de cette série d'expériences sortirent, d'une part, les règles de M. Shaler Smith pour la construction des barres à œils ; d'autre part, les formules de M. G. Bouscaren pour la résistance des colonnes, qui ont servi de base au développement des constructions modernes. Nous ne reviendrons point sur les proportions des barres à œils, ce sujet ayant été traité au chapitre V.

Depuis, un certain nombre d'ingénieurs ont introduit dans leurs

cahiers de charges des dispositions nouvelles : le plus connu est celui préparé par M. Théodore Cooper pour l'Erie R. R., en 1878, et qui a servi de point de départ à son cahier de charges type actuel.

Parmi les clauses nouvelles figurent des prescriptions détaillées relativement à la construction et aux assemblages des membres — l'entrepreneur demeurant libre du choix du *dessin*.

Il est juste de dire que quelques autres ingénieurs, parmi lesquels MM. D. J. Whittemore, avaient préparé antérieurement des spécifications analogues, bien que moins connues.

Actuellement les cahiers des charges types principaux, comme ceux de MM. Bouscaren, Cooper, etc..., visent les mêmes points et ne diffèrent guère que par les prescriptions relatives aux surcharges, aux formules de résistance, aux efforts permis ou aux épreuves.



urcharges. — On peut dire qu'en fait de surcharges, le train-type, composé d'une ou plusieurs machines accompagnées de leur tender et suivies d'une surcharge uniforme par mètre courant, est devenu, à de rares exceptions près, la loi générale.

Le poids des machines, la charge et l'espacement des essieux, les dimensions et le poids des tenders, enfin la surcharge uniforme due au train, varient seuls d'un ingénieur à l'autre : les uns s'attachent, en effet, à reproduire le matériel actuel d'une Compagnie déterminée; d'autres cherchent, au contraire, à s'affranchir des cas individuels par la considération d'une machine moyenne, théorique, *équivalente*, au point de vue des efforts qu'elle impose aux ouvrages, à toute une classe de machines particulières diverses.

Il est inutile de passer en revue tous ces types de surcharges.

M. Bouscaren, dans son cahier de charges de 1890 revisé, admet, pour son type *lourd* (classe A) deux locomotives du type « *consolidation* » (quatre essieux couplés et un *pony-truck*), dont chaque essieu moteur est chargé de 18.160 kilogrammes, et le pilote, de 7.264 kilogrammes; les tenders pèsent 39.952 kilo-

grammes sur quatre essieux équidistants. La longueur totale de chaque machine est de 17m,37, tender compris, et l'empattement de la machine seule, de 6m,70. Le train pèse 5.952 kilogrammes par mètre courant.

En janvier 1894, M. Théodore Cooper propose d'établir toute une série de charges types passant depuis le train le plus léger — 2 locomotives consolidation de 77.180 kilogrammes chacune, tender compris, suivies d'un train de 3.720 kilogrammes par mètre courant, — jusqu'au train le plus lourd (E. 40), composé de deux machines consolidation du Lehigh Valley R. R., et qui concorde avec la classe A de M. G. Bouscaren, sauf que le poids de chaque tender est de 43.584 kilogrammes.

Chaque ingénieur a, ainsi, sa série de surcharges types : celle que M. J. A. L. Waddell propose comme « *compromis* » ne comporte pas moins de sept trains différents, dont le plus lourd (classe T) se compose de deux machines de 130.298 kilogrammes chacune, tender compris, suivies d'une surcharge uniforme de 6.250 kilogrammes par mètre courant.

Il est évident que, dans cet ordre d'idées, il n'y a point de limites et que l'on pourrait continuer. Mais un semblable système pèche par la base, car la proportion qui existe entre les poids par mètre courant des machines et des trains qu'elles remorquent varie essentiellement suivant le profil des lignes. Nous verrons d'ailleurs, tout à l'heure, quel peut être le degré d'utilité de semblables classifications.

Mais, auparavant, il convient de signaler certaines modifications importantes au système originel. Ainsi, M. Bouscaren a introduit depuis fort longtemps dans son cahier des charges la spécification que le train doit couvrir tout le pont, la surcharge uniforme se trouvant répartie aussi bien en avant qu'en arrière des locomotives. Il résulte de là, à égalité de poids du train et des machines, des conditions évidemment beaucoup plus sévères que lorsque le train suit seulement les machines — et nombre d'ingénieurs se sont rangés à cette méthode.

M. Bouscaren considère d'ailleurs, *en outre*, l'effet d'une machine à voyageurs pesant 55.388 kilogrammes, dont

40.860 kilogrammes sur deux essieux couplés, et suivie d'un tender pesant 36.320 kilogrammes — surcharge qui, dans certains cas, impose aux longerons des efforts supérieurs.

Enfin, il spécifie que, suivant les cas, on supposera la surcharge continue ou discontinue, de manière à obtenir, en tous cas, l'effort maximum.

Ceci posé, il résulte des constatations faites pendant ces dernières années, que les charges par essieu de certains wagons actuels atteignent et dépassent même le chiffre de 10.896 kilogrammes, qui est le maximum pour les tenders, en même temps qu'ils donnent un poids égal par mètre courant. Il semble donc qu'il serait rationnel, si l'on conserve la charge par essieu pour les tenders, d'appliquer la même règle pour tous les wagons. C'est la conclusion à laquelle arrive M. Charles S. Churchill, Ingénieur de la voie du Norfolk & Western R. R., dans une critique fort bien présentée des *trains-types*.

La même conclusion s'impose, d'ailleurs, si l'on considère que l'excès de poids des machines, qui atteignait autrefois 50 °/₀ du poids des trains alors en usage, ne dépasse guère, maintenant, 20 °/₀.

Il est évident, en effet, que la réforme introduite en 1874 par M. Bouscaren réalisa, à l'époque, une amélioration considérable, surtout, comme nous l'avons dit, en raison du *peu de longueur des panneaux* alors en usage. Avec les machines américaines, où la charge de chaque essieu est toujours nettement définie par suite de l'emploi des balanciers, ce mode de calcul a encore quelque raison d'être, puisqu'il donne des résultats exacts, pour une machine donnée. Mais il ne paraît point en être de même en Europe, où, dans les machines dépourvues de balanciers, le réglage est constamment dérangé, et où la considération d'un matériel type semble, par suite, une complication bien inutile. Il est incontestable, d'ailleurs, qu'une telle méthode ne donne qu'une exactitude *illusoire*, puisque la moindre modification du matériel, entraînant une variation dans l'espacement ou la charge des essieux, suffit pour en troubler les résultats.

Il y a lieu de remarquer, d'autre part, que, dans une poutre à

grands panneaux, il n'y a *aucun intérêt* à s'occuper des charges et des espacements réels des essieux, la longueur d'une locomotive ne dépassant pas celle d'un panneau. C'est donc seulement sur les efforts du tablier — et même exclusivement des longerons — que la répartition réelle des charges a une influence.

Certains ingénieurs se contentent donc depuis longtemps, pour ce motif, d'une surcharge uniforme à laquelle ils ajoutent, sur

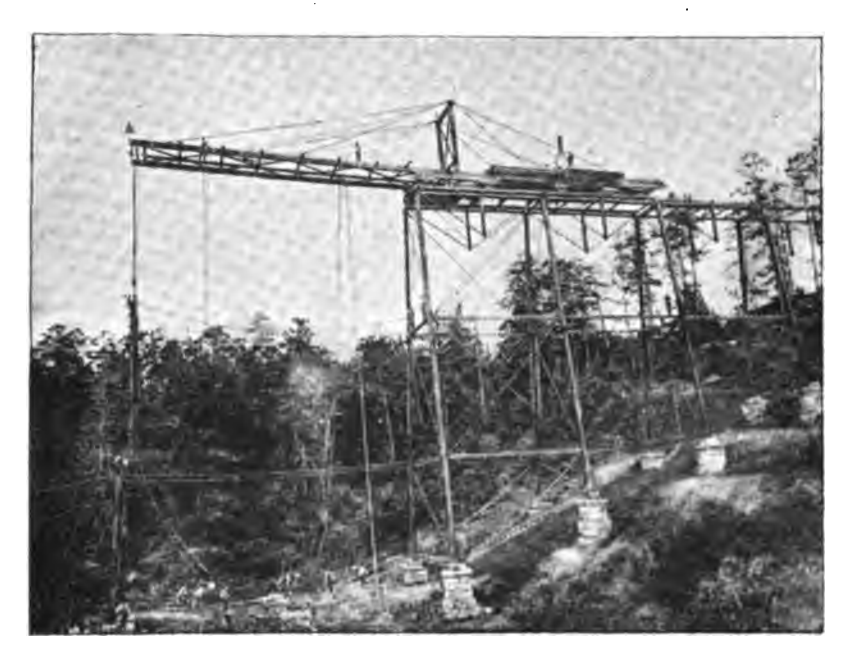


Fig. 656. — Montage du Viaduc de Bridge Fork.

une longueur correspondant à la locomotive ou aux locomotives, un *excès* approprié.

M. J. A. L. Waddell a même proposé, dans ces dernières années, de revenir aux surcharges uniformes, en leur donnant une valeur *équivalente* à celle des charges réelles. La méthode de M. Waddell, proposée antérieurement par M. Edwin Thacher et employée par d'autres ingénieurs depuis une date au moins aussi ancienne, est basée sur ce principe bien connu que le maximum du moment fléchissant imposé à une poutre par un poids unique

est double du moment maximum résultant du même poids, répandu uniformément sur la surface de la travée.

M. Geo. H. Pegram a proposé, depuis nombre d'années, une autre méthode, dans laquelle la surcharge uniforme, répandue comme dans le train-type de M. Bouscaren, sur la totalité de la travée, se trouve, sur une certaine longueur, *concentrée*, c'est-à-dire remplacée par un poids unique de même valeur. L'inconvénient de ces systèmes est que la charge et la concentration ne doivent pas être les mêmes pour donner le maximum du moment fléchissant, ou de l'effort tranchant correspondant à un train réel.

D'autres ingénieurs ont, pour ce motif, substitué à *une* charge *concentrée*, *deux* charges concentrées, séparées par une distance appropriée. Ce système donne directement les moments et les efforts tranchants maxima correspondant au train type équivalent. M. Churchill propose, par exemple, comme équivalant à la surcharge E 40 de M. Cooper (voir page 601), une surcharge uniforme, couvrant toute la travée, de 5.952 kilogrammes, avec deux charges concentrées, de 22^{T},7 chacune, espacées de 2^{m},13.

En somme, la plupart des ingénieurs américains estiment maintenant que les méthodes qui reposent sur la considération d'un train type sont devenues purement illusoires et insuffisantes, car elles ne permettent plus de tenir compte des conditions essentiellement changeantes du matériel actuel des chemins de fer.

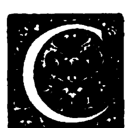
Ceux-là mêmes qui défendent encore les trains-types ne cherchent pas à les justifier par des considérations théoriques ; le seul avantage revendiqué, par exemple, en leur faveur par M. Théodore Cooper, c'est que chez des gens inexpérimentés dans l'art des constructions — comme le sont la plupart des membres des Compagnies de Chemins de fer d'Amérique — ils éveillent une idée, beaucoup plus nette que ne le ferait un autre mode de surcharge, de la *capacité* des ouvrages métalliques. Lorsque les meilleurs avocats ne trouvent point d'autre argument, au point de vue *scientifique*, la cause est entendue. Il ne semble donc pas douteux que, dans un temps donné, on n'en revienne à d'autres procédés, mieux appropriés pour tenir compte des conditions nouvelles et essentiellement changeantes du problème.

Nous signalerons, à cet égard, la substitution d'un train de locomotives types au train ordinaire, introduite depuis quelques années dans certains cahiers de charges.

Nous avons gardé pour la fin la méthode employée par M. George S. Morison, parce qu'elle est de beaucoup la plus simple et la plus pratique. Le principe de cette méthode est de n'employer que des surcharges uniformes, mais d'en faire varier la valeur, en raison inverse des portées. Dans ses derniers ouvrages, M. Morison admet que, pour une longueur de 20′ (6^{m},10), la surcharge doit être double de ce qu'elle est pour 120′ (36^{m},57) et au-dessus; et, dans l'intervalle, il adopte une échelle décroissante, à raison de 1 °/₀ pour chaque pied (0^{m},305) d'allongement.

Ainsi, par exemple, au pont de Memphis, la surcharge uniforme est de 5.952 kilogrammes par mètre courant. Les panneaux ayant 28′ (8^{m},53), la surcharge employée pour le calcul du tablier est de 5.952 kilog. $\times$ (1 + 0.92) = 11.430 kilogrammes par mètre courant.

Nous reviendrons plus loin sur les détails de cette méthode.



Calcul des efforts. — La surcharge étant donnée, le calcul des efforts ne présente aucune difficulté, dans une charpente américaine.

On y tient compte du poids mort, des surcharges vives, fixes, ou mobiles à la vitesse de 80 kilomètres à l'heure, du serrage brusque des freins à cette allure, de la force centrifuge, s'il y a lieu, de la pression du vent, des effets de la dilatation pour une variation de température de 83° centigrades (150° F.), en admettant pour les rouleaux un coefficient de frottement de 5 °/₀, etc...[1].

Nous abordons maintenant la partie la plus délicate de la théorie américaine; nous allons voir, en effet, comment les ingénieurs américains corrigent, à l'aide de coefficients arbitraires, la trompeuse rigueur des calculs. Dans la plupart des cahiers de charges européens, on se contente — ou l'on s'est contenté long-

1. — Ces conditions sont celles prescrites par M. G. Bouscaren.

temps — de considérer l'action de charges *dites roulantes*, qui ne sont, en réalité, que des charges *mortes*, considérées dans un certain nombre de positions successives. En Amérique, on part d'un point de vue tout différent, et qui semble beaucoup plus en harmonie avec la nature des choses. Ce qui constitue la différence entre une charge fixe, comme le poids mort, et une charge mobile, comme un train, ce n'est point que la seconde se déplace, mais bien que les efforts auxquels elle soumet les membres se produisent d'une manière plus ou moins soudaine : en un mot, elle exerce des effets *dynamiques*, tandis que la première ne produit que des effets *statiques*. Cela est connu de tout le monde, — mais les Américains en *tiennent compte* depuis fort longtemps.

La règle américaine la plus simple et la plus ancienne consiste à admettre que toute *surcharge vive*, — *uniforme ou mobile*, peu importe, — expose les membres à un travail *double* de celui que produirait la même *surcharge morte*. Cette règle est la stricte application du calcul, élémentaire en mécanique, des effets des forces *instantanées*. Elle est donc absolument satisfaisante, en apparence, et donne toute sécurité. Elle n'a qu'un défaut, c'est précisément qu'elle fait la part trop large à *l'instantanéité* des efforts : ainsi, il est évident que lorsqu'une machine se déplace entre deux nœuds d'un panneau, on ne peut considérer la totalité de l'effort comme se produisant *brusquement* au nœud auquel elle arrive. Dans les poutres de faible portée, les efforts dus à la surcharge sont prépondérants. Quand l'ouverture augmente, l'effet des charges vives diminue rapidement. Dans les grands ponts, de masse considérable, les surcharges n'ont plus qu'une très faible influence : au pont du Forth, par exemple, les efforts dynamiques ne dépassent pas 5 °/₀ des efforts statiques. Ils est donc naturel d'attribuer aux surcharges vives un *coefficient d'influence* qui varie en raison inverse de la portée. Enfin, il est non moins rationnel d'admettre que, dans une même poutre, le degré d'instantanéité de l'effort, à un nœud donné, sera bien moindre dans la semelle que dans un membre du réseau primaire, ou, *à fortiori*, du réseau secondaire, — si la poutre est complexe, — ou du tablier.

Toutes les règles usitées en Amérique dérivent de ces considé-

rations, et si elles ne s'accordent point toutes, — au moins au point de vue de la forme, — cela tient à la difficulté que l'on éprouve à fixer la part de *l'impact* et des *vibrations* que subit chaque membre, et au rôle prépondérant que joue naturellement, en pareil cas, l'appréciation individuelle.

Mais ce que l'on peut dire, d'une manière générale, c'est que l'emploi des formules allemandes, déduites des expériences de Wöhler, qui ont fait leur apparition depuis longtemps déjà, en Amérique, a été presque toujours détourné, par les ingénieurs américains, du but de ces formules, et que, si elles ont une certaine vogue, à l'heure actuelle, cela tient uniquement à ce qu'elles ont permis de représenter sous une forme commode, dont on ne se gêne point, d'ailleurs, pour modifier les coefficients originaux, ces éléments dont l'appréciation, dans chaque cas, était chose si délicate.

Tout d'abord, avons-nous dit, l'action des *charges vives* diffère essentiellement de celle du poids mort. Pour apprécier cette différence délicate, on peut se placer à un point de vue théorique, ou s'appuyer sur l'expérience. Nous avons donné, d'abord, la règle prescrite par M. Théodore Cooper, qui est la plus simple, et d'après laquelle tout effort résultant d'une charge vive doit être considéré comme imposant au métal un travail double de celui qui résulte d'un effort statique égal.

Mais comme, dans les ponts *articulés*, peu de pièces sont exposées à des efforts *instantanés*, une semblable règle conduit à accroître inutilement le poids de certains organes sur lesquels les forces vives n'ont, en réalité, que peu d'action. On est, par suite, amené, pour ne point alourdir les ouvrages, à admettre pour les charges mortes un coefficient de travail élevé.

M. G. Bouscaren, au contraire, évalue l'accroissement de l'effort, dû à l'impact et aux vibrations, d'après le rôle des organes, leurs dimensions et leur place dans la construction.

Ainsi, dans les attaches rivées du tablier et les suspendeurs de moins de 2' de long ($0^m,61$), les efforts *vifs* doivent être considérés comme augmentés de 100 °/₀.

Dans les barres ou organes de suspension de plus de 2', le

coefficient d'augmentation est fixé à $50\left(1+\frac{2}{l}\right)$ °/₀, l étant la longueur *en pieds*, — soit $50\left(1+\frac{0,61}{\lambda}\right)$ °/₀, λ représentant la longueur *en mètres*.

Pour les pièces de pont, longerons, et en général pour *toutes les poutres pleines*, les efforts vifs doivent être augmentés de $50\left(1-\frac{d}{250}\right)$ °/₀, d étant la demi-portée, en pieds, — soit $50\left(1-\frac{\delta}{76,2}\right)$ °/₀, si l'on exprime δ en mètres.

Pour les membres du *réseau* des poutres et pour les *colonnes* des viaducs, $50\left(1-\frac{d}{250}\right)$ °/₀, d étant la distance en pieds du membre considéré au milieu de la travée, — soit $50\left(1-\frac{\delta}{76,2}\right)$, en unités métriques.

Pour les *semelles* des poutres, $50\left(1-\frac{d}{250}\right)$ °/₀, — soit $50\left(1-\frac{\delta}{76,2}\right)$ °/₀, en unités métriques.

D'autres ingénieurs adoptent d'autres proportions arbitraires, basées sur les mêmes considérations théoriques. Nous citerons en particulier celles admises par M. Shaler Smith, qui, avec des coefficients semblables à ceux de M. Bouscaren pour les détails, tels que suspendeurs, etc..., faisait varier les coefficients entre 20 °/₀ à la compression et 40 °/₀ à la tension, pour une portée de $9^{m},14$ — jusqu'à 0 à la compression, et 15 °/₀ à la tension, pour une portée de $36^{m},57$.

D'après les compagnies de construction (Edge Moor, Keystone, Union, etc.), on voit les coefficients varier entre 25 °/₀ et 35 °/₀ pour $6^{m},10$, tandis que le coefficient s'annule pour des valeurs comprises entre 35 et 45 mètres.

Certains ingénieurs ont cherché, au contraire, à déterminer expérimentalement la part de l'impact et des vibrations. Des recherches de ce genre ont été faites, dès 1875, par M. J.T. Fanning. Depuis 1881, M. S. W. Robinson s'est livré à des études

soignées sur des travées variant de 35 mètres à 58 mètres de portée, et il a contrôlé ses expériences à l'aide de savants calculs où toutes les actions possibles des trains ont été considérées, y compris même l'influence de la période de vibration des ressorts des machines et des wagons[1].

A l'aide d'appareils enregistreurs, M. Robinson est arrivé ainsi à constater que l'excès des efforts dynamiques sur les efforts statiques correspondants, dû aux *vibrations cumulées* et à *l'impact*, atteignait 28,6 °/₀ pour les locomotives et 50 °/₀ pour les wagons. Ces résultats semblent indiquer que les effets dynamiques des



Fig. 657. — Machine à essais de 1.090.000 kilogrammes de puissance, de la Phœnix Iron Co.

locomotives américaines ne sont *relativement* point prépondérants, grâce, sans doute, à l'excellence de leur suspension à balanciers. Mais, au point de vue des *efforts résultants*, tout dépend du poids relatif des machines et des wagons; et l'on peut admettre, en somme, que l'excès, sur le poids moyen du train, atteint 50 °/₀.

Parmi les conclusions que M. Robinson tire de son étude, nous citerons les suivantes :

Il est nécessaire d'augmenter d'au moins 50 °/₀ *tous* les efforts vifs, et il semblerait même plus prudent de les augmenter de 100 °/₀, pour tenir compte de conditions plus défavorables que

1. — Transactions of the American Society of Civil Engineers. Vol. XVI, p. 42 (février 1887).

celles expérimentées, telles que celles résultant d'une mauvaise voie, quitte à adopter une valeur spécifique plus élevée pour le travail statique.

Il convient de ne point donner aux panneaux des ouvrages une longueur égale au développement des roues des machines, ou — dans les réseaux doubles — à la demi-longueur des wagons.

Il est avantageux d'éviter l'égal chargement de ceux-ci; de construire les ressorts des wagons et des machines de manière à leur donner une période de vibration différente de celle des ponts, etc...

Nous ne suivrons point M. Robinson dans le développement de ces conclusions, dont certaines n'ont aucune application pratique. Mais, pour les ingénieurs européens, il y aurait lieu d'en ajouter une autre : c'est qu'il y aurait intérêt, au point de vue de la conservation de la voie et des ouvrages, à *toujours* donner aux machines la suspension à balanciers des locomotives américaines.

M. Robinson démontre encore que les *vibrations cumulées* augmentent avec la portée, ce qui conduirait à augmenter le coefficient, en pareil cas, au lieu de le réduire. Mais ce genre de vibrations était surtout à craindre avec les anciens systèmes multiples, à panneaux courts. Elles ne se produisent point dans les poutres simples ou complexes à grands panneaux.

Si l'on admet un coefficient constant, pour tous les membres d'un même ouvrage, la règle contraire de M. Morison est beaucoup mieux appropriée aux constructions actuelles; cet ingénieur estime, en effet, que la surcharge uniforme mobile exerce, dans *tous* les membres d'une charpente, des efforts qui sont égaux aux efforts statiques correspondants, multipliés par un même coefficient, qui varie en raison inverse de la portée, c'est-à-dire de la proportion du poids mort par rapport à la surcharge : ce coefficient est de 5/3 par exemple pour les travées de 114^{m},30 de Rulo, et de 3/2 pour les travées de 190 à 240 mètres de Memphis.

Ces règles sont, on le voit, fort délicates, et l'estimation y joue un grand rôle.

**ormules allemandes.** — Les formules allemandes sont venues, fort à propos, tirer d'embarras certains ingénieurs qui hésitaient entre tant de méthodes.

La genèse de cette innovation a été expliquée d'une manière fort claire par M. Joseph M. Wilson[1].

Si l'on appelle :

x la limite de l'effort spécifique que peut supporter le métal dans des conditions de charge données;

u la limite de l'effort spécifique, pour un nombre quelconque de répétitions dudit effort;

t la résistance spécifique limite, sous une charge statique;

s la limite de résistance à la vibration, quand les efforts contraires sont égaux en valeur absolue;

Max. F, le plus grand effort résultant des conditions du problème, abstraction faite de son signe;

Min. F, le plus petit effort de même sens;

Max. F', le plus grand effort de sens contraire (plus petit que Max F.); la formule de Launhardt est la suivante :

$$(1)\quad x = u\left(1 + \frac{t - u}{u}\,\frac{\text{Min. F}}{\text{Max. F}}\right)$$

Pour le cas d'efforts alternatifs, Weyrauch a établi la formule :

$$(2)\quad x = u\left(1 - \frac{u - s}{u}\,\frac{\text{Max F'}}{\text{Max F}}\right)$$

Weyrauch admet d'ailleurs que $t = 1{,}5\,u$ et $s = 0{,}5\,u$, et en tire les formules :

$$(3)\quad x = u\left(1 + \frac{\text{Min. F}}{2\,\text{Max. F}}\right)$$

lorsque les efforts sont de même sens, et

$$(4)\quad x = u\left(1 - \frac{\text{Max. F'}}{2\,\text{Max. F}}\right)$$

pour le cas d'efforts alternatifs.

---

1. — Transactions C. E. Vol. XV, page 389.

Or, les variations des efforts sont dues à la surcharge; par conséquent, ces formules satisfont, dans une certaine mesure, aux désidérata des ingénieurs américains.

M. le Professeur William Cain, adoptant la forme générale, mais partant de cette hypothèse que l'impact augmente proportionnellement à la charge vive et non à la moitié de la charge vive, écrit :

$$(5)\ x = \frac{u}{n}\left(1 + \frac{\text{Min. F}}{\text{Max. F}}\right)$$

où x est l'effort spécifique admissible[1]. Cette formule n'est autre que celle de Launhardt, dans laquelle on ferait $t = 2\,u$.

Des formules de ce genre, celle de M. Cain est de beaucoup la plus employée en Amérique; mais il en existe de variées, différant par le coefficient de $\frac{\text{Min. F}}{\text{Max. F}}$. Au pont de Niagara, par exemple, ce coefficient a pour valeur 3/4, et l'on a été jusqu'à 3/2.

Enfin quelques ingénieurs américains ont proposé, comme tenant mieux compte des expériences de Wöhler, l'usage des formules de Winkler. Ces formules sont les suivantes :

Pour le fer, quand les tensions dominent :

$$f = \frac{\text{Eff. max.} - 0{,}45\ \text{Eff. min.}}{0{,}55\ \text{Eff. spécifique statique de tension.}}$$

Quand les compressions dominent :

$$f = \frac{\text{Eff. max.} - 0{,}40\ \text{Eff. min.}}{0{,}60\ \text{Eff. spécif. stat. de compression.}}$$

Pour l'acier, quand les tensions dominent :

$$f = \frac{\text{Eff. max.} - 0{,}56\ \text{Eff. min.}}{0{,}44\ \text{Eff. spécif. stat. de tension.}}$$

Quand les compressions dominent :

$$f = \frac{\text{Eff. max.} - 0{,}63\ \text{Eff. min.}}{0{,}37\ \text{Eff. spéc. stat. de compression.}}$$

1. — M. Cain prend, pour le fer, $\frac{u}{n} = 5^{k},25$. Voir p. 614-15

Les ingénieurs américains adressent de nombreuses critiques au principe des formules allemandes[1].

Ces formules reposent, en effet, sur les expériences connues de Wöhler, confirmées par Spangenberg, expériences qui ont porté principalement sur les effets de tensions ou de flexions répétées sur des pièces métalliques parfaitement homogènes et de faibles dimensions, comme des ressorts ou des cordes de pianos.

La valeur de l'effort limite, *u* (p. 611), à la compression, n'a pas été déterminée.

L'effet des efforts alternatifs n'a été étudié que dans des cas où ces efforts étaient égaux en valeur absolue.

Enfin, on n'a recherché l'influence ni de la rapidité de répétition ou de progression des efforts, ni de la durée de chaque effort.

Ce qui résulte le plus clairement de l'ensemble de ces expériences, c'est qu'il existe, pour les métaux qui en ont fait l'objet, le fer et l'acier, un *champ d'élasticité* dont l'étendue est sensiblement constante, lorsque l'on prend pour limites, soit un effort initial nul et ce que l'on appelle d'ordinaire la *limite d'élasticité* à la tension, soit deux efforts de signes contraires, égaux, en valeur absolue, à la moitié de la *limite d'élasticité* ci-dessus.

Autrement dit, la limite d'élasticité — ou plutôt les limites de l'élasticité du métal, — ne sont pas des quantités fixes : elles varient suivant l'effort initial auquel il est soumis, et embrassent, dans les conditions des expériences, *un champ constant*. Mais elles n'ont été déterminées que pour des efforts de tension, ou pour des efforts alternatifs d'égale amplitude.

Quant aux conclusions relatives à la *fatigue des métaux*, elles ne sont justifiées que dans les cas limités qui ont fait l'objet des expériences. Or, les expériences ont seulement montré l'influence nuisible des répétitions d'efforts *supérieurs à la limite d'élasticité*, bien qu'inférieurs à la charge de rupture statique. Il est donc « *absurde* » d'en déduire des conclusions relativement à la prétendue *fatigue* des ouvrages *articulés*, où les efforts *n'atteignent jamais*

1. — Voir dans les Transactions Am. S. C. E. de nombreuses observations de MM. Bouscaren, Th. Cooper, S. W. Robinson, etc.

la limite d'élasticité. D'ailleurs, les expériences ont porté sur des échantillons de petites dimensions, parfaitement homogènes, où les vibrations se succédaient sans interruption, et l'on n'est vraiment point fondé à en étendre les résultats à des charpentes métalliques tout entières, à des membres de grande masse et de sections composées, où le métal n'est, en général, soumis qu'à des périodes de travail séparées par de longs repos.

En un mot, les formules par lesquelles on a voulu donner une sanction aux expériences ne tiennent ***aucun compte des conditions réelles de la pratique***, dont la portée ne semble pourtant point négligeable. La formule générale relative aux efforts alternatifs *ne repose même sur aucun fait :* c'est une simple généralisation, induite du cas où les efforts sont égaux en valeur absolue. Enfin, même, le coefficient 1/2 des formules (3) et (4) ne semble pas être celui qui correspond le mieux aux résultats des expériences. Ce coefficient a varié, suivant les auteurs, entre 1/2 et 5/6. D'après l'examen des diverses valeurs de x, s, u, t, obtenues par Wöhler et confirmées par Spangenberg, M. S. W. Robinson a établi que le coefficient 5/6 aurait dû être adopté de préférence. M. Robinson a constaté, d'ailleurs, que les formules ***discontinues*** de Launhardt et de Weyrauch concordent mal avec les résultats originaux des expériences, qui sont beaucoup mieux représentés par une courbe parabolique *continue*[1]. En tout cas, si le coefficient 5/6 de Spangenberg ou le coefficient 1 de M. Cain suffisent pour tenir compte des vibrations cumulées, il y aurait lieu d'y ajouter, d'après les expériences de M. Robinson, 0,50 pour tenir compte de l'impact, ce qui porterait le coefficient définitif à 1,33 ou 1,50.

On obtiendrait ainsi la formule :

$$(6)\quad x = u\left(1 + 1{,}5\,\frac{\text{Min. B}}{\text{Max. B}}\right)$$

Dans toutes ces formules, u représente la charge de rupture. Pour obtenir des formules qui donnent l'effort spécifique admis-

1. — Voir Transactions Ann. S. C. E. Vol. XV, pl. XXXVIII.

sible, on remplace u par $\frac{u}{n}$, n étant un facteur de sécurité convenable.

Le principal motif pour lequel ces diverses formules ont été adoptées par nombre d'ingénieurs américains, c'est que, sous une apparence de sécurité scientifique, elles permettent, en fait, de reculer la limite des efforts spécifiques qu'il était d'usage d'imposer au métal, sous le régime du pourcentage empirique et des coefficients de sécurité. Ainsi, pour une même valeur de l'effort dynamique, prise pour unité, l'effort statique permis par la formule atteint respectivement les valeurs de 1,5, 2 et 2,5, suivant qu'on se sert des formules (3), (5) ou (6). Et comme, d'autre part, l'effet d'une formule mathématique qui prétend à l'exactitude est d'endormir la méfiance du plus grand nombre — méfiance fort justifiée, pourtant, en pareil cas — il se manifeste, chez certains ingénieurs, une tendance à réduire la valeur de n, l'ancien coefficient de sécurité, qu'ils qualifient maintenant de *coefficient d'ignorance*[1].

Toutefois, bien qu'universellement détournées de leur sens original, et généralement déformées par les ingénieurs américains, les expériences allemandes ont eu une influence incontestable sur la construction américaine, car la formule (4) est généralement usitée, par la plupart des ingénieurs, pour les membres à travail alternatif, parce qu'elle répond à leur *plus ancienne préoccupation*, et parce qu'elle tient compte de la *constance du champ élastique,* dont la notion a remplacé celle de la *fixité des limites d'élasticité*.

Mais la seule conclusion incontestable que l'on puisse déduire, — au point de vue du coefficient de travail, — des expériences allemandes, c'est qu'un nombre quelconque de répétitions d'efforts ne dépassant pas la moitié de la limite d'élasticité du métal n'impose à celui-ci *aucune fatigue*. Or les efforts sont toujours limités à cette valeur, ou à une valeur inférieure, dans les ponts américains.

---

1. — *Coefficient de modestie* serait plus juste.

ous n'insisterons point autrement sur les cahiers de charges, dans leur ensemble, car nous serons amené à en examiner les prescriptions de détail, en étudiant, au fur et à mesure, les matériaux et les procédés de construction.

Nous ne dirons rien des conts-routes, car les méthodes de calcul des ponts de chemins de fer y sont applicables, sauf réduction des coefficients des efforts vifs, et nous avons donné assez de renseignements sur ce sujet à propos des ouvrages décrits.

III. — MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

'ART américain repose, exclusivement, sur d'innombrables essais faits, non seulement sur les matériaux bruts, mais sur toutes les parties achevées des ouvrages, — membres complets ou assemblages, — et, d'une manière plus générale, sur les propriétés de toutes les constructions, comme l'élasticité des piliers en maçonnerie ou la résistance à l'arrachement des clous, des broches, ou des vis à bois.

Ces expériences générales se font surtout à l'arsenal de Watertown; les compagnies de construction font au contraire maintenant, elles-mêmes, la majeure partie des essais de métaux ou de membres achevés qui leur sont prescrits par les cahiers de charges.

Les essais de métal se divisent en deux séries : 1° les *essais de laboratoire,* qui ont pour but de déterminer les *qualités des métaux,* et qui se composent : d'analyses chimiques; d'épreuves physiques, comme l'essai de trempe, pour l'acier; et d'essais mécaniques divers; 2° *les essais en vraie grandeur,* qui portent sur des membres achevés, et renseignent sur la *qualité de la main d'œuvre.*

**ssais de laboratoire.** — Il n'y a rien de particulier à dire des analyses chimiques. Elles n'ont d'importance que pour l'acier, et parce que la plupart des ingénieurs limitent la quantité de certains éléments, principale-

ment de phosphore. Mais comme elles ne révèlent point, d'ordinaire, la proportion d'oxygène et d'azote que renferme le métal, — proportion dont l'influence peut être considérable, — et comme, d autre part, la composition chimique des aciers ne donne que



Fig. 658. — Colonnes en fers Z, rompues aux ateliers de la Keystone Bridge Co. (Essais de M. C. L. Strobel).

de vagues indications sur leurs qualités effectives, les ingénieurs américains n'y attachent guère que la valeur d'un simple renseignement.

Les essais mécaniques portent d'abord, pour l'acier, sur chaque coulée, et se font en général sur des échantillons réduits, ***par laminage,*** en barres de 19^{mm} de diamètre et de 200^{mm} de longueur

(essais à la tension, essai d'enroulement ou de pliage à froid, avec ou sans trempe préalable. — Voir p. 126).

Des essais semblables se font, pour le fer ou l'acier, sur des échantillons prélevés sur les pièces achevées.

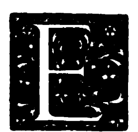
En outre, on impose l'enroulement, sans altération, de 90 degrés ou 180 degrés de barres, tôles ou cornières autour d'une circonférence dont le diamètre varie, suivant les ingénieurs, entre l'épaisseur et le double de l'épaisseur du métal.

On prescrit aussi quelquefois, pour vérifier la malléabilité de l'acier, un *essai de brochage* (*drift test*), dans lequel un trou poinçonné doit être élargi, sans craquer, à la broche, d'une fraction plus ou moins importante de son diamètre.

On a aussi prescrit, dans les débuts de l'emploi de l'acier, — notamment au pont de Smithfield Street, des essais de *poinçonnage*, dans lesquels les tôles devaient supporter, sans craquer, le poinçonnage de trous au voisinage du bord des tôles (à 5 millimètres, dans l'exemple cité).

Enfin, dans certains cas — comme pour le pont de Henderson ou dans les essais très intéressants relatés par M. Mace Moulton pour le pont de Kentucky & Indiana, — on a procédé à des essais spéciaux pour mettre en relief l'effet, sur l'acier, du cisaillement, du poinçonnage, du martelage à froid ou à chaud, du recuit, etc.

Les expériences de laboratoire, à la traction ou à la compression, se font à l'aide de machines à levier. Nous verrons plus loin (p. 623), à propos des essais en vraie grandeur, comment on opère.


ssais en vraie grandeur. — Il n'est pas un détail des membres ou des assemblages des ponts américains actuels qui n'ait fait l'objet d'essais en vraie grandeur, dans le but d'en déterminer les meilleures dispositions. Actuellement, donc, toutes les formes employées dans un ouvrage particulier se rapportant à des types classiques, éprouvés, les essais en vraie grandeur que l'on doit faire n'ont plus, en général, pour but que de contrôler la qualité de la main-d'œuvre de certains organes, comme les barres à œils, où celle-ci a une influence capitale. Depuis les expériences de M. Bouscaren, sur les colonnes de divers types,

la plupart des constructeurs s'en sont au contraire tenus à ses formules, pour les colonnes en fer[1]. Cependant l'emploi de l'acier a nécessité, dans ces dernières années, la reprise générale des expériences à la compression, en raison de la manière jusqu'alors inconnue, — et d'ailleurs essentiellement variable, suivant le travail qu'il reçoit et les circonstances de ce travail, — dont se comporte ce métal.

Comme certains membres ont des longueurs de 10 à 15 mètres et des sections dépassant 13.000 millimètres carrés, on conçoit qu'il faille des machines de dimensions considérables et de puissance exceptionnelle pour soumettre ces membres à la série complète des essais réglementaires en Amérique. La force des machines à levier qui existent en Amérique ne dépasse pas 100 à 150 tonnes. Les grandes machines sont à pression d'eau. On en a construit, depuis 16 ans, qui atteignent à une puissance formidable.



achine de Watertown. — La première, en date, est la machine de 454.000 kilogrammes de force de l'Arsenal de Watertown. C'est un instrument d'une grande perfection; les efforts et les déformations y sont mesurés avec une précision absolue, à l'aide des appareils micrométriques les plus sensibles, et la machine se prête, avec une égale précision, aux essais du fil de fer le plus fin ou des membres de ponts des plus grandes dimensions. Il en résulte qu'après avoir, dans les débuts, essayé jusqu'à la rupture nombre de barres des ponts de Plattsmouth, de Bismarck, etc., la *Direction de l'Artillerie,* dont elle dépend, et à qui elle sert à éprouver chaque pièce de tous les canons construits, a résolu, pour ne point la fatiguer, de ne plus pousser jusqu'à la rupture les essais faits pour l'industrie privée, lorsque l'effort de rupture dépasse 150.000 à 180.000 kilogrammes.

1. — Cela n'a pas empêché, pourtant, de faire un grand nombre d'expériences ultérieures sur des colonnes en fer, parmi lesquelles les plus intéressantes sont celles dites « de Watertown » sur les colonnes Phœnix, et celles de M. C. L. Strobel sur les colonnes en fer Z (fig. 658).

De semblables essais peuvent, en effet, développer un effort de recul de plus de 10.000 kilogrammètres.

En revanche, c'est à l'aide de cette machine que se font les essais très variés auxquels nous avons fait allusion : élasticité et résistance de colonnes en maçonnerie, de poutres en bois, de joints rivés (mesurées à diverses températures), de câbles, chaînes ou cordages, — adhérence de clous, broches ou vis, etc...

Cette machine merveilleuse est l'œuvre de M. A. H. Emery.

Le système de compensation des frottements étant compliqué, M. C. E. Emery a proposé une disposition plus simple et très in-

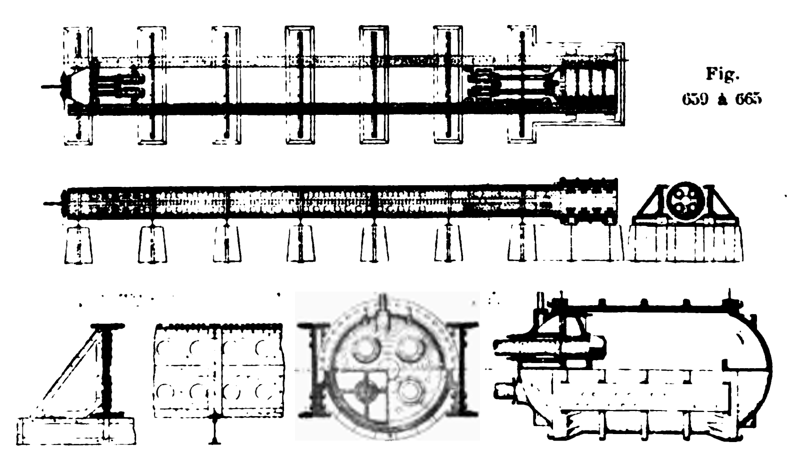


Fig. 659 à 665

Machine à essais, de 1.000.000 kilogrammes de puissance, de la Phœnix Iron Co.

génieuse, dans laquelle le frottement des garnitures serait annulé par une rotation du piston autour de son axe : en imprimant, par exemple, au piston une rotation centuple de son déplacement longitudinal, le frottement longitudinal se trouverait, d'après l'inventeur, réduit à 1/100 de sa valeur.



achines industrielles. — L'inaccessibilité et la limitation du service de la machine de Watertown ont décidé la plupart des Compagnies à construire des machines de puissance au moins égale.

La première construite est la machine de 545.000 kilogrammes

de l'Union Bridge Co, à Athens. Cette machine peut, exceptionnellement, en portant la pression de l'eau à 42 kilogrammes par centimètre carré, exercer des efforts de 651.000 kilogrammes.

Elle se compose essentiellement (voir fig. 659-67) d'un cylindre horizontal dans lequel se meut un piston à double effet, pour permettre également les essais à la compression et à la tension. Le cylindre est fixé entre deux robustes poutres bâties, en acier, de 18 mètres de longueur, formées de tôles et cornières d'une seule longueur, et qui portent deux étages d'œils où s'insèrent quatre chevilles servant à fixer le *bloc de queue (tail block)* (fig. 666)

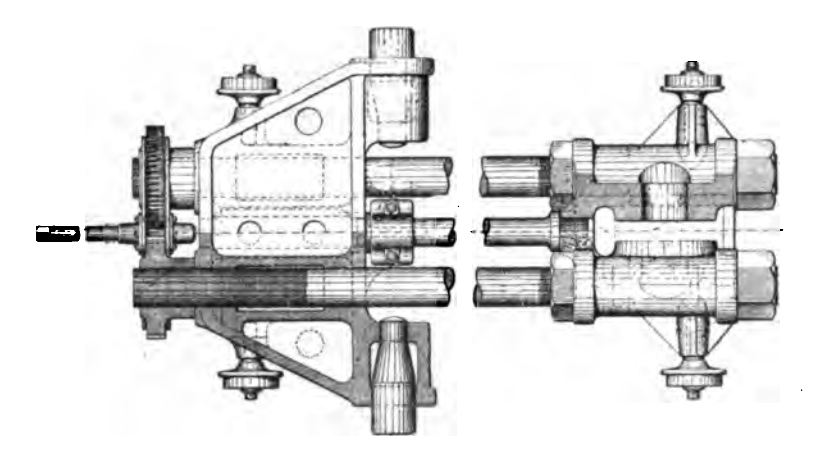


Fig. 666-667. — Bloc de queue et bloc de recul de la Phœnix Iron Co.

auquel s'attache l'extrémité, opposée au cylindre, des pièces à essayer.

L'eau est comprimée à l'aide d'une pompe à trois cylindres, mue par une machine à vapeur, et donnant un débit sensiblement constant.

Le piston porte quatre tiges, dont les têtes sont boulonnées sur une traverse spéciale, munie d'un œil, qui sert à assembler la pièce à essayer. La traverse a une forme variable, suivant qu'il s'agit d'essayer une barre à œils ou une colonne.

A l'autre extrémité de la machine, se trouve un *bloc de recul* (fig. 667) *(recoil block)* qui présente une disposition identique. Mais les quatre tiges auxquelles il est fixé traversent librement le *bloc de*

queue, sur lequel elles se serrent à l'aide d'écrous. Elles sont munies, dans ce but, d'un filet de vis micrométrique, qui permet l'ajustage parfait de la longueur, une fois que le bloc de queue est approximativement mis en place à la distance voulue. Les quatre écrous d'ajustage sont mus simultanément à l'aide d'engrenages de précision, commandés par une manivelle unique.

Pour amortir le recul, le bloc de recul est muni d'une tige glissant, à frottement, entre des mâchoires en bronze, portées par le bloc de queue, que l'on serre à volonté.

Afin de réduire, dans le cylindre, les frottements qui, lorsqu'on fait usage de cuirs emboutis, croissent avec la pression, toutes les garnitures sont métalliques, en fils de cuivre serrés par des presse-étoupes en bronze. Ici, en effet, *la perte d'eau est secondaire*, et la mince lame d'eau qui s'échappe sur *toute la périphérie* des garnitures, quand on atteint les hautes pressions, a même pour effet de *réduire considérablement les frottements*. Le maximum de ces frottements, *à vide*, a été mesuré et ne dépasse pas 1.800 kilogrammes, soit environ 0,003 des efforts. En service, ils sont évidemment réduits à une valeur bien moindre.

On peut donc dire que cette machine est *aussi parfaite qu'on peut le désirer*, pour des essais en vraie grandeur.

Le cylindre devait avoir 2.000 pouces carrés de section pour qu'une livre de pression au manomètre indiquât une tonne américaine d'effort. Mais, par suite de circonstances particulières, le cylindre a un peu plus : 2.039 pouces carrés (1^{mq},3152).

Tous les organes sont en acier et ne subissent que des efforts variant, suivant leur rôle, entre 4^k,9 et 10^k,5.

Les déformations se mesurent en vraie grandeur.

L'emploi de machines hydrauliques pour les essais prête à une grave critique, en raison de l'incertitude qui plane en général sur la valeur *réelle* de la pression du liquide. Aussi a-t-on proscrit absolument les manomètres métalliques, et se sert-on exclusivement, dans les machines américaines, de manomètres à mercure très sensibles, qui donnent avec une précision absolue les pressions rapportées au plan diamétral horizontal du cylindre. Mais pour empêcher ces appareils de souffrir au moment de la rupture, on

les munit de soupapes légères, se fermant par la gravité, et qui ne laissent échapper le liquide que progressivement.

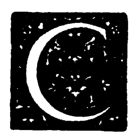
La machine d'Athens, due à M. Charles Kellogg, a servi de prototype à d'autres machines identiques, — à part de minimes modifications de détails, — dont la machine de la Phœnix Iron Co, construite en 1890, est la plus puissante.

Cette machine (fig. 657 et 659-67) est calculée pour un effort de 981.000 kilogrammes, avec une pression de $50^{k},4$ par centimètre carré, mais on peut aller jusqu'à 1.090.000 kilogrammes, avec une pression de 56 kilogrammes.

La longueur de la machine est de $23^{m},77$ et le cylindre a $1^{m},83$ de course, ce qui permet d'essayer jusqu'à la rupture, sans déplacer les blocs mobiles, des barres de $15^{m},24$ de longueur, s'allongeant de 12 °/₀ pendant l'opération.

La seule particularité nouvelle digne d'intérêt est la substitution de glissières à la voie de roulement employée pour supporter la tête mobile des tiges du piston. Cette amélioration est très appréciable pour les essais à la compression.

Nous nous sommes étendu un peu longuement sur la description de ces machines, parce que, toute la pratique américaine reposant sur les résultats des essais de métaux ou de membres achevés, il était nécessaire de montrer que ces résultats sont d'une ***précision indiscutable*** et que les conclusions auxquelles ils mènent doivent inspirer une *entière confiance*.



onduite des essais. — Nous décrirons seulement les essais en vraie grandeur, parce qu'ils sont le trait distinctif de la méthode américaine, et que les expériences de laboratoire n'en diffèrent d'ailleurs point, comme principe. Qu'il s'agisse d'essais en tension ou en compression, la méthode est identique : elle remonte à la construction du pont de Saint-Louis, aux essais de barres à œils de M. Shaler Smith, et aux essais de colonnes de M. G. Bouscaren.

Dans tous les essais faits dans les ateliers industriels, le membre à essayer est placé *horizontalement* dans la machine. Il est fixé à ses extrémités soit par des chevilles, soit entre des plateaux —

— s'il s'agit de colonnes à extrémités carrées, — et n'a aucun *support* intermédiaire. Toutefois, dans le cas de colonnes, on fait équilibre à la pesanteur en les soutenant en leur milieu, au moyen de contrepoids de valeur égale à la moitié de leur poids et l'on place les chevilles *verticalement*. L'expérience prouve que ces précautions suffisent pour compenser l'effet de la gravité.

La pression est appliquée *progressivement*, et l'on procède par *expériences successives*, en augmentant, à chaque fois, la limite à laquelle on s'arrête d'une quantité généralement fixe, comprise entre 1.000 et 2.000 livres par pouce carré ($0^k,7$ à $1^k,4$ par millimètre carré). A chaque expérience, on mesure les déformations, longitudinale et transversale, — s'il y a lieu, — puis on supprime complètement la pression, et l'on vérifie s'il subsiste une déformation permanente. On passe alors à la pression supérieure. Chaque essai demande ainsi de 50 à 60 opérations, souvent même davantage, et pour être fait avec soin, prend souvent plusieurs heures. Comme la pression est toujours appliquée d'une manière graduelle, — et que l'on peut ralentir, si on le juge utile, — un opérateur exercé est à même de noter avec une parfaite exactitude la limite d'élasticité, et l'effort maximum, ainsi que toutes les circonstances dignes de remarque, telles que bruits divers, ouverture de fissures, etc., qui se produisent pendant l'opération.

Le dépassement de la limite d'élasticité est, comme l'on sait, caractérisé par la permanence des déformations. Mais il pourrait y avoir hésitation sur la valeur *précise* de cette limite, si l'opérateur n'en était informé par un arrêt momentané dans l'ascension, jusque-là régulière, de la colonne de mercure. A ce moment le métal cesse de résister : aussi les Américains appellent-ils souvent la limite d'élasticité le *point cédant (yielding point)*. La pression reprend ensuite sa marche ascensionnelle, jusqu'à un maximum qui correspond au moment où commence la rupture. Le mercure, à partir de ce moment, baisse rapidement, et la pression finale est souvent notablement inférieure. Néanmoins, dans un métal ductile, le dernier effort *par millimètre carré* est toujours le plus considérable, aussi bien dans les membres de compression — comme il

est facile de s'en rendre compte avec un peu de réflexion — que dans les membres de tension.

Nous donnons, à titre d'exemple (*annexe XI*) deux rapports-types d'essais d'une barre et d'une colonne.

Dans les expériences de M. Bouscaren, les déformations étaient mesurées à l'aide d'appareils multiplicateurs. Maintenant, sur les organes de grandes dimensions, on juge, en général, suffisant de s'en tenir aux mesures des longueurs en vraie grandeur.

Pour cela on marque, sur tout le corps des barres à œils, des divisions de 12″ en 12″ (0^m,305). On mesure d'autre part avec *précision* le diamètre des œils, et la distance entre les bords extrêmes de ces œils.

Après la rupture, on mesure très exactement l'allongement de chacune des divisions, celui des œils, et celui de la barre entre les bords extrêmes des œils. Dans la section qui comprend la fracture, on note particulièrement l'allongement et la striction, ainsi que l'apparence de la cassure.

Pour les membres de compression, le principe est le même. Mais les circonstances étrangères, les imperfections dues à ce que ces membres sont *bâtis* de parties différentes, amènent, souvent, dès le début, de légères déformations permanentes — même au-dessous de la limite d'élasticité, — déformations qui vont s'accentuant jusqu'à la rupture (voir annexe XI).

Aussi, tandis que dans les expériences de laboratoire les limites d'élasticité à la compression et à la tension sont sensiblement égales, en valeur absolue, la limite d'élasticité des colonnes est, au contraire, toujours inférieure à celle des barres à œils faites du même métal, dans les expériences en vraie grandeur.

Pour montrer à quoi peuvent conduire de semblables expériences, lorsqu'elles sont faites avec soin et avec méthode, il suffit de rappeler sommairement les essais de M. Bouscaren sur les colonnes — comme nous l'avons fait antérieurement (p. 230) pour ceux de M. Shaler Smith sur les barres à œils et les chevilles.

Les expériences de M. Bouscaren ont porté, de 1875 à 1879, sur 43 colonnes différentes, et elles ont été conduites de la manière suivante :

En 1875, 34 colonnes sont essayées jusqu'à la rupture, pour déterminer les mérites relatifs des formes alors en usage, et les formules de résistance à y appliquer.

En 1877, pour un pont sur le Tennessee, deux nouvelles colonnes sont rompues, pour contrôler l'applicabilité des formules aux colonnes *ouvertes (open),* faites de deux fers en U lacés.

En 1878-79, 6 nouvelles colonnes sont rompues, dans le but d'améliorer, progressivement, les proportions relatives de chacun des éléments des colonnes. Ainsi, les colonnes 37 et 38 se rompant encore par l'écrasement des fers U, entre les rivets, des expériences spéciales sont faites sur des fers en U, pour déterminer l'espacement convenable des rivets; après quoi, la section étant légèrement renforcée et les rivets du lattis rapprochés, les colonnes 41 et 42 cèdent en même temps par l'écrasement des fers U et la flexion de la colonne tout entière, ce qui démontre *l'égale résistance de la colonne entière et de chacune de ses parties.*

Et M. Bouscaren déduit de ses expériences cette règle que dans les colonnes des proportions adoptées, l'épaisseur du métal ne doit pas être moindre que 1/30 de la distance transversale des points d'appui (rivets), et que la distance longitudinale des rivets doit être telle que chaque fer U, considéré, dans l'intervalle, comme une *colonne*, présente, en y appliquant la *même formule*, la même résistance que la colonne tout entière.

Cette règle est devenue la *base* de la construction des membres comprimés.

M. Bouscaren la formule maintenant d'une manière générale ainsi qu'il suit : l'épaisseur d'une tôle travaillant à la compression ne sera pas inférieure à 1/16 de la distance des points d'appui situés dans la direction de l'effort, ni à 1/30 de la distance des points d'appui situés dans une direction perpendiculaire.

Le rapport de la longueur au diamètre des colonnes ne dépassera pas 50. La section et la raideur des barres de treillis seront de même proportionnées d'après le poids des fers qu'elles relient et les efforts qui leur incombent.

Dans des membres de section plus ouverte, on a été amené

également par les essais à employer des treillis doubles, et de fortes barres, fixées par deux rivets.

Et ce ne sont point seulement les chevilles, les barres et les colonnes, mais les semelles, les montants extrêmes, et tous les détails tels que parties filetées, manilles, têtes fourchues, etc., etc... qui ont, chacun à leur tour, fait l'objet des recherches des ingénieurs.

On conçoit que des essais ainsi compris et gouvernés par une semblable *Méthode*, lorsque, à chaque nouvel ouvrage, ils se répètent sur un certain nombre d'organes, — nombre quelquefois *considérable*, même, comme nous l'avons vu pour le pont de Cairo, où 104 barres furent soumises aux essais complets, — doivent forcément amener une *connaissance très parfaite du métal* et une *amélioration constante des formes et des procédés de fabrication*.

Nous n'insisterons donc pas davantage sur ces essais. Ce que nous avons dit suffit pour montrer que dans *aucun autre pays au monde* les ingénieurs ne possèdent sur *les métaux, les coefficients de travail*, *les formes ou les assemblages* qu'ils emploient dans leurs ouvrages d'art, *un ensemble de données aussi complètes ni aussi indiscutables*.



ésultats. — Nous allons essayer de donner un aperçu sommaire — car une étude complète de la question demanderait de longs développements — sur ce que l'on peut appeler la *théorie des métaux de construction*, déduite des expériences des ingénieurs américains.

Si l'on compare d'abord la manière dont les métaux se comportent, à la tension, on constate que, dans le fer, les propriétés élastiques, la ductilité et la résistance, sont plus grandes dans les échantillons de faibles dimensions que dans les barres à œils. Indépendamment de l'influence du *travail* métallurgique, plus complète dans les premiers, il est évident que l'absence d'homogénéité et l'impureté du fer, les véritables *cloisons* de laitier et de scories qui, d'après les ingénieurs américains, lui permettent de prendre une structure fibreuse, réduisent considérablement le jeu

des propriétés naturelles du métal, — d'autant plus, d'ailleurs, que les organes sont plus massifs.

Avec un métal homogène comme l'acier, au contraire, cette différence est moins marquée, et il n'est pas rare de voir des barres à œils, faites d'un acier homogène et bien recuites, donner, aux essais, des résultats comparables à ceux des échantillons de coulée.

Il faut bien reconnaître, d'ailleurs, qu'entre certains aciers très doux, que l'on fabrique maintenant, et un fer de bonne qualité, il n'y a guère qu'une différence : c'est que l'acier est exempt d'impuretés, tandis que le fer ne l'est pas. Aussi, tandis que le meilleur fer commercial ne donne guère plus de 20 °/ₒ d'allongement, à la rupture, avec une réduction de section insignifiante à la fracture, peut-on obtenir, avec certains aciers, jusqu'à 41 °/ₒ d'allongement — 82 °/ₒ même, sur 60 millimètres — et 75, 85 °/ₒ de striction (voir page 638).

Les Américains s'étant ainsi fait, de bonne heure, une opinion sur la cause des différences fondamentales qui semblaient séparer le fer de l'acier, et en ayant conclu à la *continuité* réelle des propriétés du fer *à grains*, des aciers de degrés variables et de la fonte, ont *complètement abandonné* le fer[1], dès que le prix de l'acier s'est suffisamment abaissé. — De là les applications de l'acier à tous les usages du fer : à la construction des ponts, des organes de machines, des corps et des foyers de chaudières, etc... devant certaines desquelles reculent encore nombre d'ingénieurs européens.

L'acier n'étant, dès lors, qu'un *fer pur*, additionné d'éléments étrangers qui en modifient *progressivement* les propriétés, suivant que les quantités en varient depuis zéro, jusqu'à une limite donnée, la seconde étape consistait à savoir choisir les proportions de chacun des éléments étrangers qui procureraient un résultat déterminé.

Là encore, on s'aperçut de bonne heure que, tandis que le mode

1. — Les ingénieurs qui persistent à préférer le fer *fibreux* à tout autre métal sont très peu nombreux, car le fer se prête mal à la fabrication des têtes des barres à œils (Voir page 234).

de travail n'avait qu'une influence restreinte sur le fer, les conditions *physiques* de la fabrication, du laminage, du forgeage avaient une influence considérable sur les résultats obtenus pour l'acier.

Le recuit et la trempe étaient usités depuis longtemps pour les ressorts : le recuit fut appliqué aux organes des ponts, pour faire disparaître les tensions internes développées par un travail différent des parties diverses d'un même organe. La trempe n'en est pas encore entrée dans la pratique, mais elle a été proposée, et

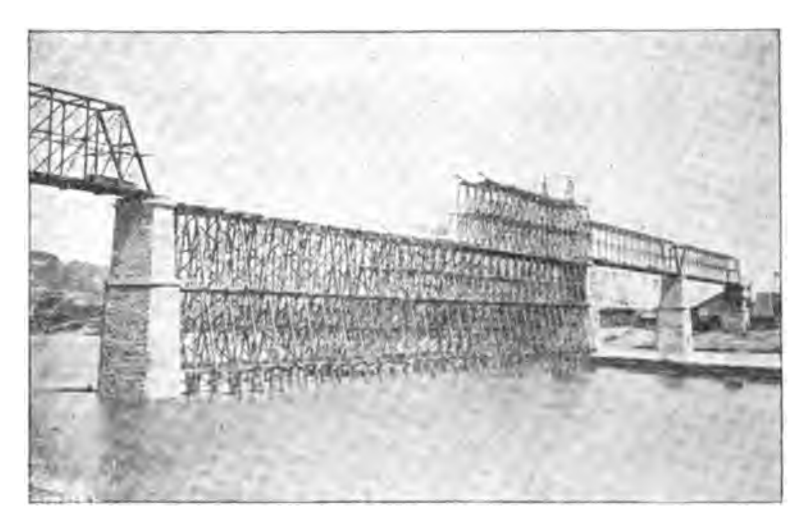


Fig. 668. — Échafaudage de la travée de 157m,07 du Pont du Cincinnati Southern Ry. Vue prise pendant la construction de l'*échafaudage supérieur* (Keystone Bridge Co.)

l'on y viendra sans aucun doute, quelque jour, pour corriger ou améliorer l'effet du recuit, *même sur des aciers non trempants*.

La *forme* même et *l'usage* prenaient une influence considérable : un angle rentrant, une déchirure produite par la cisaille ou la poinçonneuse, qui ne présentaient aucun inconvénient avec le fer, à cause, sans doute, de la limitation de toute cassure naissante, *transversalement aux fibres*, par le *cloisonnement* de celles-ci, devenaient, surtout dans le cas de vibrations, une cause de rupture indiquée pour un métal homogène, à *structure continue*, comme l'acier. Dès lors, la *raideur* des aciers de degré supérieur semblait favorable à l'amorçage et au développement des cassures. Mais l'a-

cier le plus doux, lui-même, n'échappait pas à la loi de propagation des fissures une fois amorcées, et il pouvait y avoir avantage à recourir, dans certains cas et même pour des pièces vibrantes, — comme des boutons de manivelle, par exemple, — à des aciers de degré élevé, pour obtenir une grande *ténacité*, s'opposant à tout commencement de fracture. De là, la proscription des formes à angles rentrants non tronqués ou arrondis; de là aussi l'extension à *tous les ouvrages* en acier des prescriptions spéciales aux aciers durs : laminage *direct* de toutes les tôles aux dimensions voulues *(double-rolling)*, *forage* ou au moins *fraisage de tous les trous de rivets*, *affranchissement*, sur une épaisseur convenable, de *tous les bords cisaillés* des tôles; de là, enfin, le *retour aux aciers plus durs*, *échelonnés suivant une gamme appropriée au rôle des organes*, qui caractérise l'époque actuelle.

Les essais à la compression n'ont pas eu une moindre influence : les expériences ont montré, en effet, que, tandis que les colonnes en fer continuaient de résister longtemps après que la limite d'élasticité était dépassée, et se rompaient par suite de la flexion de tout leur ensemble, les colonnes d'acier, au contraire, cèdent brusquement, par écrasement localisé sur une faible étendue, peu après que la limite d'élasticité est dépassée. Cette différence résulte *nécessairement* de la diversité de structure de ces métaux. Dans le fer, en effet, le cloisonnement contrarie la *ductilité*, tandis que dans l'acier, métal homogène, aucun corps étranger ne s'opposant à *l'écoulement* des molécules, cet écoulement doit se produire, dès que les efforts extérieurs sont supérieurs aux réactions internes, dont la résultante est la *résistance élastique* : dans un métal parfaitement pur, l'écoulement doit commencer dès que la limite d'élasticité est dépassée. Quant à la localisation des ruptures, elle peut parfaitement s'expliquer, soit par une *ségrégation partielle*, inévitable dans un corps fondu qui tient des matériaux divers en *dissolution*, soit par un *refroidissement inégal* des tôles ou profilés, au sortir du laminoir, par l'influence de rivets posés à d'inégales températures, ou par telle autre cause de même ordre. Mais que la rupture soit localisée ou non, peu importe en pareil cas, puisque le raisonnement montre qu'on ne peut reculer cette rup-

ture, pour un métal de *champ élastique* donné (V. pages 613-615).

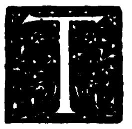
La conséquence pratique, qui a été tirée de ces expériences, c'est que la conception ancienne, qui assignait à l'effort de rupture la valeur d'une constante caractéristique du métal, était erronée, ou tout au moins insuffisante.

La limite d'élasticité, — c'est-à-dire la limite supérieure ou inférieure du champ élastique, ou le *point cédant,* comme l'appellent les Américains, — est au contraire *absolument caractéristique du métal, dans des conditions données*, et les conclusions qu'on peut en tirer quant à la limite d'effort qu'il convient d'admettre *dans des conditions semblables* sont absolument sûres et légitimes.

Les expériences ont d'ailleurs montré que la limite d'élasticité des colonnes en acier s'abaisse rapidement, dès que le rapport de la longueur aux dimensions transversales devient un peu élevé. Ce fait est d'autant plus marqué que l'acier est plus dur. C'est encore une conséquence *naturelle* des propriétés de l'acier, bien qu'elle ait été, au début, une source de déceptions pour quelques ingénieurs. Les colonnes en acier expérimentées cédaient, en effet, par flexion; or, les coefficients d'élasticité de l'acier et du fer étant sensiblement égaux, la tendance à la flexion est, toutes choses égales d'ailleurs, naturellement plus forte dans les colonnes en acier que dans les colonnes en fer, par le seul fait que l'on admet, dans les premières, des efforts spécifiques plus élevés. Comme le coefficient de travail est une fraction constante de la limite d'élasticité, plus l'acier sera dur, et plus on éprouvera de mécomptes, aux essais, si l'on prend pour base du coefficient de travail une formule établie pour le fer, en se contentant d'y substituer, pour l'acier, une constante modifiée eu égard à la simple comparaison des limites d'élasticité, à la tension, des deux métaux.

Ces conditions diverses conduisent, dans les ponts actuels, pour tirer un bénéfice réel de l'emploi de l'acier, à employer, dans les membres de compression, des aciers d'un degré relativement élevé — d'autant plus élevé, d'ailleurs, que les membres ont une moindre longueur, par rapport à leurs dimensions transversales : ainsi, il y a avantage à se servir, dans les semelles comprimées, d'aciers plus durs que dans les montants grêles du réseau.

IV. — CHOIX DES MÉTAUX

ANDIS qu'il est d'usage, en France, de n'employer qu'un seul métal, et même, sauf pour les rivures, qu'une seule qualité de métal dans toute l'étendue d'un pont rivé en fer ou en acier, les Américains ont, au contraire, de tout temps varié, dans leurs ouvrages, la nature des métaux dont ils se servent, afin de mieux l'approprier au rôle spécial de chacun des organes.

Dès les débuts de la construction métallique, la fonte était employée en compression, le fer en tension. Plus tard, lorsqu'on a commencé à faire usage de l'acier, l'emploi de ce métal était généralement limité à certaines parties, comme les semelles, où l'influence des efforts soudains ou des vibrations était moins à craindre. Le tablier et le contreventement étaient toujours *exclusivement* en fer. Quant aux membres du réseau, les uns ou les autres ont continué longtemps de s'exécuter en fer, suivant le point de vue spécial de chaque ingénieur. Certains, en effet, hésitaient à employer l'acier dans des organes exposés à des vibrations, comme les barres à œils. D'autres craignaient de l'introduire dans les montants, en raison de la manière spéciale dont les membres de compression en acier se comportent aux essais en grandeur d'exécution.

Aussi l'acier a-t-il, d'une manière générale, été appliqué aux barres à œils bien avant qu'il ne le fût aux colonnes. Mais, après quelques essais d'aciers durs, comme l'acier chromé, de 72 kilogrammes de résistance à la rupture, du Pont de Saint-Louis, ou les aciers riches en carbone des ponts de Plattsmouth, Bismarck ou Niagara (au moins 56 kilogrammes), on en est revenu rapidement à des aciers doux, ne dépassant point 42 à 49 kilogrammes de résistance limite.

La fonte est encore usitée, comme garniture, dans les joints.

Il est inutile de s'arrêter aux étapes successivement franchies, dont la progression a suivi pas à pas l'amélioration des procédés métallurgiques.

Actuellement, on constate une tendance générale à recourir, pour les membres de compression, à des aciers plus durs que pour les barres à œils, et d'autant plus durs, d'ailleurs, que les *proportions* des membres deviennent plus massives[1].

Pour le tablier, pour le contreventement, pour les organes qui, comme les barres de suspension, sont exposés à des efforts dynamiques, ainsi que pour les rivures, on emploie des aciers très doux, très souples, très ductiles, comparables à nos meilleurs aciers pour chaudières.

Mais, là encore, il y a une tendance marquée à revenir à des aciers ne donnant pas plus de 26 °/ₒ d'allongement et 52 °/ₒ de striction, en raison des graves inconvénients que présentent les aciers trop doux, ainsi que nous le verrons plus loin.

Pour les barres à œils, on demande maintenant un peu plus de ténacité *(toughness)*. On reproche d'ailleurs aux aciers très doux d'être rarement exempts de soufflures, et de se prêter mal, par conséquent, à la fabrication des barres à œils. Aux ponts de Cairo, de Memphis, etc... ce sont les barres en acier doux de petites dimensions qui ont fourni tous les cas de rupture de têtes, et *toujours par suite de défauts :* pailles ou soufflures.

Pour les chevilles, on exige plus de raideur. A égalité de limites de résistance et d'élasticité, l'acier pour chevilles doit présenter un moindre allongement et une moindre striction.

Enfin, dans les membres de compression, il y a un intérêt évident à augmenter le degré de l'acier, quand les proportions le permettent, puisque la charge de rupture y est voisine de la limite d'élacticité.

On trouve ainsi, dans les ponts les plus récents, une gradation raisonnée dans l'emploi de l'acier. Nous en avons donné précédemment les exemples les plus frappants dans les séries adoptées par M. Geo. S. Morison aux ponts d'Alton et de Memphis[2], où l'on voit la résistance de l'acier passer de $40^k,6$ à $51^k,3$, la limite d'é-

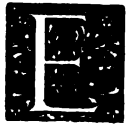
1. — C'est-à-dire que le rapport de la longueur au rayon de giration s'abaisse davantage.
2. — Voir pages 344 et 507.

lasticité, de 20k,3 à 28 kilogrammes, l'allongement, de 26 à 18 %, la striction, de 52 à 36 %, et où, pour une même résistance et une même limite d'élasticité, l'on a fait varier, suivant le rôle des organes, la ductilité — c'est-à-dire l'allongement et la striction — de quantités importantes.

Sauf dans certaines usines spéciales, dont les produits, fabriqués au creuset ou sur sole, ne sont dépassés dans aucune autre partie du monde, la métallurgie est longtemps restée, en Amérique, fort en retard sur la construction, en même temps que les fonderies avaient une production insuffisante pour satisfaire aux besoins des ateliers. En 1883, par exemple, pour la construction des ponts de Niagara et de Bismarck, on dut limiter l'emploi de l'acier pour éviter des retards. A Niagara, sur 245 coulées faites par la Spang Iron and Steel Co, 136 durent être refusées. Même en 1888, au pont de Sioux-City, lorsqu'on décida de construire une quatrième travée de 122 mètres, c'est à la Steel Co. of Scotland, de Glasgow, que l'on dut s'adresser pour obtenir l'acier nécessaire; et le métal anglais, fabriqué au four Siemens, se révéla de qualité beaucoup plus uniforme que le métal américain.

Le principal motif de l'infériorité et de la variabilité des aciers américains ne résidait pourtant point dans l'inexpérience des producteurs, mais dans leurs modes de fabrication. On dut à maintes reprises, après d'innombrables essais infructueux, bannir les aciers Bessemer et Clapp Griffiths, et en revenir aux aciers fabriqués au four, qui permettent seuls d'obtenir *commercialement* un dosage régulier et des qualités comparables.

Nous glisserons seulement sur la composition chimique des aciers employés, car les ingénieurs américains s'interdisent rigoureusement, maintenant, d'intervenir dans ces questions délicates, qui sont du ressort exclusif des métallurgistes. Ils se contentent d'imposer aux usines des conditions très précises et très rigoureuses, en leur laissant toute latitude sur le choix des moyens propres à y satisfaire.



ffets de la composition chimique et du traitement. — La seule prescription qui subsiste, relativement à la composition chimique, vise la teneur en phosphore : elle a pour but de proscrire certaines qualités de métaux qui, tout en satisfaisant aux conditions imposées par les cahiers de charges, peuvent présenter des dangers dont les essais usuels ne permettent pas de se rendre compte.

Nous donnerons seulement, en nous appuyant principalement

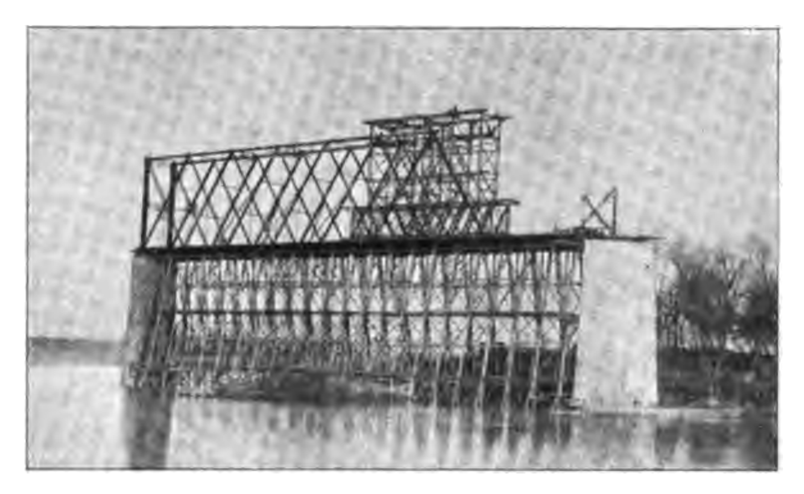


Fig. 669. — Montage, sur échafaudages, de la travée contrepoids du pont de Kentucky & Indiana (Union Bridge Co).

sur l'autorité d'un des premiers métallurgistes de l'Amérique, M. William Metcalf, Directeur de la Crescent Steel Co, les renseignements sommaires ci-après.

La métallurgie de l'acier n'a fait de réels progrès que depuis l'introduction du manganèse dans sa fabrication. Mais, si l'absence du manganèse est nuisible, une trop forte proportion de manganèse est dangereuse.

D'une manière générale, le phosphore et le manganèse *durcissent* l'acier — surtout l'acier riche en carbone — et le rendent peu malléable à froid (*cold-short*). Les rails qui renferment une certaine proportion de phosphore s'usent moins vite, toutes choses égales

d'ailleurs, que ceux dont l'acier est presque entièrement déphosphoré. Mais ils deviennent cassants (*brittle*) par les temps froids. Une certaine quantité de soufre donne de la *ténacité* (*toughness*) à froid, à l'acier; mais c'est à la présence du soufre que sont principalement attribués les phénomènes de cristallisation quelquefois constatés dans le fer, et le métal qui renferme plus de 0.08 °/₀ de soufre manque de malléabilité à chaud (il est dit *red-short*). Si la teneur en soufre devient trop considérable, le métal peut même *s'émietter* (*crumble*) sous le marteau-pilon.

Le soufre, le phosphore et le carbone ont une tendance marquée à se séparer de l'acier, au moment de la solidification, à se localiser (*segregate*) dans la dernière partie solidifiée. Pour le manganèse, la tendance est à peine sensible.

Les ingénieurs spécifient généralement que le phosphore ne doit pas dépasser 0,07 ou 0,08 °/₀ pour l'acier fabriqué sur sole acide, (*acid open-hearth*), et 0,04 °/₀ pour l'acier fabriqué sur sole basique (*basic open-hearth*). L'excès, dans le premier cas, résulte d'une simple *tolérance*. Les métallurgistes limitent généralement, d'eux-mêmes, à 0,05 ou 0,06 °/₀ la teneur en soufre.

Les procédés de travail influent d'ailleurs beaucoup sur la limitation des qualités de métal usitées : avec des procédés de forgeage hydraulique suffisamment puissants, certains aciers, qui ne peuvent être travaillés au marteau-pilon, trouveraient sans doute leur application.

Quoi qu'il en soit, probablement en raison de la faible proportion de phosphore et de manganèse que l'on tolère dans les aciers destinés aux constructions, les expériences des ingénieurs américains, soit à la tension, soit à la compression, n'ont jamais montré que la température eût une influence quelconque sur la valeur de la limite d'élasticité ou sur la limite de résistance des membres.

Il est vrai que les membres ne sont généralement point soumis, pendant les essais, à des vibrations ni à des chocs — condition qui pourrait pourtant être facilement réalisée, au moins dans les essais à la tension, en donnant à la barre des coups transversaux, à l'aide d'une masse.

Le degré de carbone a évidemment une grande influence, mais

moindre, souvent, que le procédé de fabrication. Ainsi, lorsque l'on pousse l'oxydation trop loin, il peut être impossible, en recarburant au degré voulu à l'aide du ferro-manganèse, d'enlever l'excès des gaz — oxygène et azote — absorbés par le métal, qui, dès lors, ne peut plus se travailler.

M. Metcalf recommande de ne point pousser, pour un acier devant renfermer 0,20 °/₀ de carbone, par exemple, la réduction au-dessus de 0,15 °/₀, et de rajouter alors la quantité strictement nécessaire de ferro-manganèse pour ramener le degré à 0,20 °/₀. Le produit est alors, dit-il, infiniment supérieur à celui qu'on obtient en brûlant d'abord tout le carbone, puis en recarburant au degré voulu. Indépendamment de l'économie qui en résulte, on évite ainsi d'avoir un métal poreux, rempli de gaz et de pailles, qui demeure forcément inférieur. C'est une des causes pour lesquelles l'acier Bessemer se montre souvent, malgré une composition semblable, inférieur à l'acier fabriqué sur sole.

La *porosité* et la présence de pailles ou de soufflures sont, pour ces motifs, les *grands inconvénients* des aciers *très doux*. C'est la principale cause des mécomptes obtenus dans la fabrication de rivets ou de barres à œils en acier trop doux. En ce qui concerne ces dernières, en particulier, les essais faits sur certaines barres à œils de petites dimensions des derniers grands ponts en acier, où l'on avait, en raison de leur rôle spécial, employé un métal de degré peu élevé, ont donné des résultats très inférieurs à ceux fournis par les grandes barres en acier plus dur — ce qui a conduit à changer le degré du métal. M. Metcalf en donne l'exemple suivant. Il prend deux aciers :

1° Un acier *trempant*, des qualités ci-après :

Limite de résistance moyenne.	51k,2
Allongement moyen.	33, 96 °/₀
Striction moyenne.	48 °/₀

et de la composition ci-après :

Silicium.	0,014 °/₀
Phosphore.	0,050 °/₀

Soufre	0,023 %
Manganèse	0,204 %
Carbone	0,435 %

2° L'acier, déjà mentionné page 628, qui présente les qualités ci-après :

Limite d'élasticité		21k,6
Limite de résistance		32k,8
Allongement		41 %
	sur 0m,06	82 %
Striction		75,85 %

Qualités qui, d'après lui, peuvent être également obtenues par l'une des compositions ci-après :

Silicium %	0,007	ou	0,009
Phosphore %	0,005	»	0,010
Soufre %	0,024	»	0,027
Manganèse %	0,060	»	0,050
Carbone %	0,120	»	0,090

Cet acier, très ductile à froid, se travaille très bien au blanc soudant, et il serait dangereux de le travailler au-dessous de l'orange.

M. Metcalf déclare qu'il donne la préférence au premier, pour la fabrication des chaudières, et qu'il ne voudrait pas employer le second dans une chaudière, ni même dans une construction quelconque.

Le premier acier est, sans doute, d'un degré plus élevé que celui usuellement employé, en Amérique, dans les chaudières, et ne pourrait servir dans un foyer ; mais les chaudières qui en ont été faites étaient encore, en 1894, en parfait état, après dix années d'un dur service.

M. Metcalf a fait des essais sur des barres à œils renfermant jusqu'à 1,40 de carbone. Il estime que l'acier dont le degré est compris entre 0,96 et 1,05 %, est celui qui donne les meilleurs résultats dans tous les essais, sauf à la compression, mais que son

manque de ductilité ne permet pas de l'employer dans les constructions.

A la suite de très nombreux essais, portant sur des centaines de bielles ou de boutons de manivelles, M. Metcalf a adopté pour ces pièces de forge un degré de carbone de 0,6 °/₀, qui donne environ 18 °/₀ d'allongement et 21 à 22 °/₀ de striction; et il en conclut, en raison des chocs et des vibrations supportés avec suc-

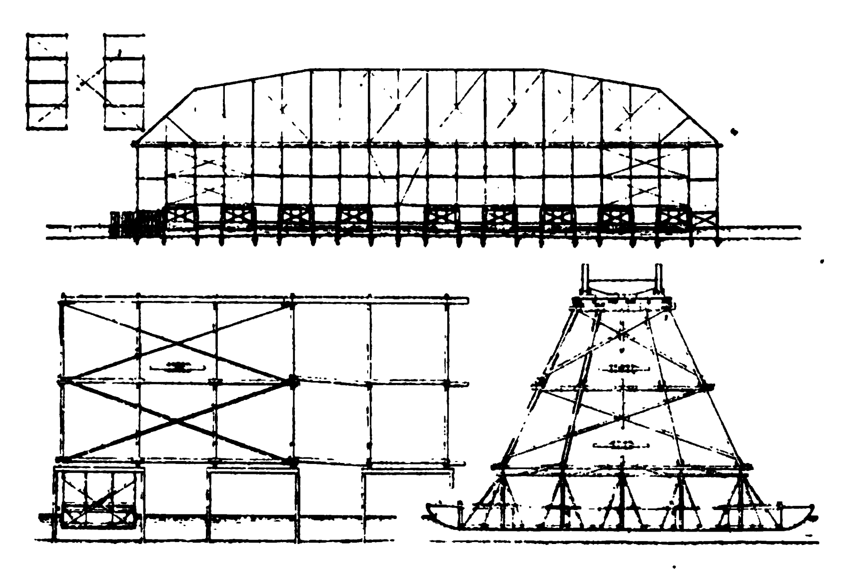


Fig. 670 à 673. — Disposition des échafaudages et des barges employés pour le montage et le transport du pont sur l'Ohio (d'après l'Engineering News).

cès, en service, par ces organes, qu'un degré de 0,5 °/₀ au moins pourrait être adopté, avec pleine sécurité, pour l'acier entrant dans les constructions, à la condition que l'acier fût d'aussi bonne qualité[1].

Nous ne dirons rien des aciers spéciaux, où divers minéraux sont substitués au carbone, parce qu'ils ne sont pas encore entrés dans la *pratique* des constructeurs américains.

Pour terminer, nous citerons des essais intéressants de trempe

1. — La Crescent Steel Co., que dirige M. William Metcalf, fabrique l'acier au creuset.

et de recuit faits par M. Metcalf, sur quatre morceaux d'une même barre de 0m,0127 de diamètre, étirée à froid :

BARRE ÉTIRÉE A FROID	LIMITE D'ÉLASTICITÉ K. PAR mm. q.	LIMITE DE RÉSISTANCE K. PAR mm. q	ALLONGEMENT °/o	STRICTION °/o
Sans nouveau traitement.	64k,66	99k,05	2	2.42
Ramenée au noir........	80k,29	90k,88	6	12,45
Recuite.................	47k,68	68k,89	10	11,69
Trempée et ramenée au noir	106k,96	174k,09	8,33	19,7

L'analyse de l'acier était la suivante :

Carbone °/o		0,15
Manganèse	<	0,30
Phosphore	<	0,02
Soufre		traces

Ces essais, faits avec le plus grand soin, montrent quelle peut être l'influence du traitement physique sur un acier qui correspond au dosage d'un excellent métal pour constructions. Ils montrent que la *composition chimique* d'un acier le rend seulement *susceptible de certaines qualités ou de certains défauts* — qualités ou défauts que le traitement physique auquel il est soumis pendant la manufacture développera ou fera disparaître, — et qu'en particulier, une trempe appropriée des pièces recuites, proposée depuis longtemps déjà par M. Wm. Sellers, pourrait améliorer grandement les qualités de ces organes.

Actuellement, l'on se borne à recuire toutes les pièces d'acier qui ont été partiellement chauffées, en les portant progressivement à une température de 480 à 540 degrés centigrades, dans des fours qui peuvent être chauffés au bois, au charbon, ou au gaz — mais qui doivent toujours être disposés de manière à ne point altérer la composition chimique du métal. Puis on laisse refroidir les pièces, aussi également que possible, généralement dans le sable.

Cette opération est très délicate, car il est essentiel de ne point

chauffer le métal à une température trop élevée, de ne point trop prolonger la température voulue, une fois atteinte, et d'obtenir un refroidissement parfaitement égal, mais *rapide*. Chaque manquement à ces conditions essentielles peut se traduire par la perte, ou tout au moins par une diminution des qualités primitives du métal, qu'il n'est pas toujours possible de lui rendre par un nouveau travail.

Dans les deux premiers cas, on peut perdre définitivement les qualités du métal. Si la température est trop haute, on peut même altérer le degré de carbone. Un refroidissement trop lent *énerve* d'ailleurs le métal et diminue les limites d'élasticité et de résistance, en augmentant inutilement la ductilité. C'est l'effet le plus fréquent du recuit.

V. — EFFORTS SPÉCIFIQUES



Les efforts totaux (*strains, stresses*) étant déterminés, l'effort spécifique (*Working stress or strain*), c'est-à-dire le nombre de kilogrammes par millimètre carré, auquel on limite le travail du métal, varie essentiellement suivant les membres et leur mode de construction.

En général, les efforts *moyens* ne dépassent point le cinquième de la charge de rupture, — soit, au plus, les deux cinquièmes de la limite d'élasticité, — mais on admet quelquefois, pour les efforts *purement statiques*, une réduction du coefficient de sécurité à quatre, correspondant à une augmentation du coefficient de sécurité appliqué aux efforts dynamiques.

Les nombreuses expériences faites sur des membres d'acier, pendant ces dernières années, ont conduit, comme nous l'avons déjà dit, à reconnaître que la résistance à la rupture était une quantité essentiellement variable, suivant la *nature des membres* et les *circonstances accidentelles*, tandis que la limite d'élasticité demeure caractéristique du *métal*.

C'est donc à la limite d'élasticité, et non à l'effort de rupture, qu'il est maintenant d'usage de rapporter l'effort spécifique. Dans

les essais à la traction, la limite d'élasticité a d'ailleurs sensiblement et *au minimum* pour valeur la moitié de l'effort de rupture.

On a de plus établi depuis quelques années entre la charge de rupture et la ductilité des relations comme celles ci-après :

$$\text{Allongement} \geqq \frac{840}{\text{charge de rupture}}$$

$$\text{Striction} \geqq \frac{1680}{\text{charge de rupture}}$$

que nous avons citées pour le pont de Red-Rock.

La plupart des ingénieurs réduisent les efforts dynamiques à leur *équivalent statique*, d'après les règles énoncées précédemment, et appliquent à la somme totale des efforts ainsi obtenus dans chaque membre un coefficient unique : c'est le procédé le plus simple. M. Théodore Cooper adopte, au contraire, deux séries de coefficients applicables aux deux natures d'effort, ce qui complique un peu les calculs.

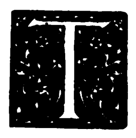
Tout d'abord, il existe une différence essentielle entre les organes de tension et les organes de compression. Dans les premiers, l'effort spécifique est *indépendant des proportions* des organes, et n'est que *légèrement affecté par leurs dimensions*. Dans les organes comprimés, au contraire, *les dimensions importent peu*, mais les *proportions ont une influence considérable*.

Dans le premier cas, on est amené à réduire l'effort spécifique, quand la section augmente, pour tenir compte de la diminution de la résistance et des propriétés élastiques qui résultent, en particulier, de la qualité décroissante de la main-d'œuvre, dans les organes de dimensions croissantes. On admet que dans les barres dont la section dépasse 6.000 à 7.000 millimètres carrés, il y a lieu de tolérer une réduction proportionnelle de la résistance à la rupture, qui peut atteindre jusqu'à 8 °/₀ dans les plus grands échantillons usités.

L'allongement et la striction suivent une marche parallèle, et l'on conserve, pour la détermination de l'effort spécifique, le même coefficient de sécurité. On ne considère d'ailleurs jamais

que la section nette des membres étendus, ou bien l'on diminue le coefficient de travail applicable à la section brute.

Les règles admises pour les membres comprimés sont très complexes, et nécessitent une étude spéciale que nous ferons plus loin.

**ension et divers.** — Auparavant, nous allons passer en revue les autres efforts spécifiques admis par les principaux ingénieurs :

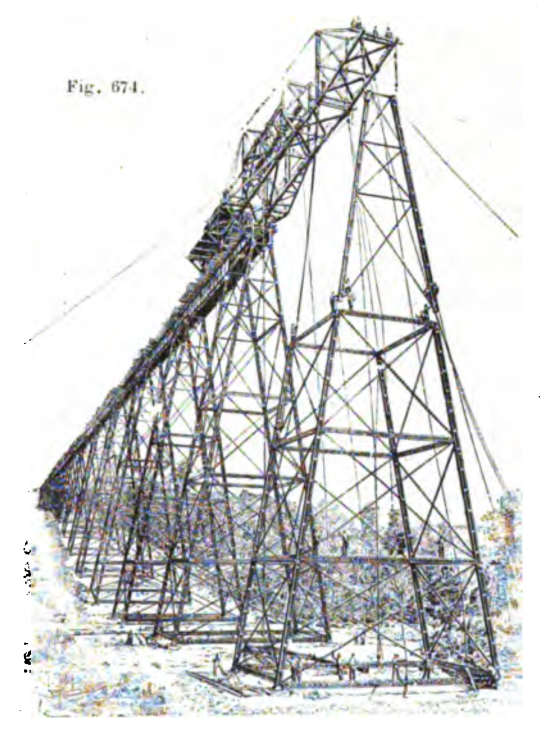


Fig. 674.

Montage du viaduc de Panther Creek (Engineering News).

Pour un fer de 35 kilogrammes de résistance limite et de $18^k,2$ de limite d'élasticité, et un acier de $44^k,8$ à 49 kilogrammes de résistance limite et $23^k,1$ de limite d'élasticité, M. Bouscaren admet respectivement les coefficients suivants :

		FER	ACIER
Tension.	Barres laminées..........................	$8^k,4$	$9^k,8$
	Tôles et profilés (section nette)............	7^k	

Dans le cas d'efforts alternatifs, ces coefficients sont réduits, comme nous l'avons dit page 615, par le facteur $\left(1 - \frac{s}{2S}\right)$.

	FER	ACIER
Effort tranchant, transversalement au grain	6k,3	7k
Compression ou tension sur la fibre extrême de chevilles étroitement garnies	12k,6	15k,4
Pression sur les surfaces de butée ou d'appui, ces surfaces, dans le cas de chevilles et de rivets, étant prises égales au plan diamétral et non au développement du demi-cylindre	10k,5	12k,6

Charge limite, en livres par pouce linéaire, sur un rouleau en fer de diamètre d (exprimée en pouces) : $700 \sqrt{d}$, — ou en kilogrammes par centimètre linéaire, le diamètre étant exprimé en centimètres, $200 \sqrt{d}$.

Pour le bois :
Tension, compression, fibres extrêmes d'une pièce fléchie. 84k par c. q.
Pression, transversalement aux fibres (chêne, pitch-pin). 28k,2 par c. q.

Pour un fer de même qualité que celui prescrit par M. Bouscaren (35 kilogrammes), M. Théodore Cooper admet, en tension, les coefficients suivants :

Suspendeurs (barres à tête forgées)	4k,2
— (tôles ou profilés), par mm. q. de *section nette*	3k,5
Contreventement	10k,5
Poutres *laminées*, dans le tablier	5k,6
Semelle inférieure des pièces de pont bâties (section nette)	5k,6
Semelle inférieure de poutres longitudinales de plus de 6m,10 de longueur (section nette)	5k,6
Semelle inférieure de poutres longitudinales de moins de 6m,10 de longueur (section nette)	4k,9

	CHARGE VIVE	CHARGE MORTE
Semelles étendues et réseau (barres à œils)	5k,6	11k,2
— — tôles et profilés, section nette	5k,25	10k,5

Pour les ponts tournants, et autres ponts mobiles, les coefficients statiques doivent être réduits d'un quart.

Dans le cas d'acier moyen, de même qualité que celui admis

par M. Bouscaren, les coefficients ci-dessus doivent être augmentés de 5 °/₀.

Les efforts, sur les rivets en fer, sont limités ainsi qu'il suit :

Effort tranchant... $5^k,25$
ou 3/4 de l'effort admis dans le membre.
Pression (sur le plan diamétral).................................. $8^k,4$
(ces coefficients étant réduits de 1/3 pour les rivures de chantier).

Pour les chevilles :

Effort tranchant... $5^k,25$
Pression sur l'intrados de l'œil (plan diamétral).................. $8^k,4$
(ou 1,5 fois l'effort admis dans le membre).
Effort théorique sur la fibre extrême (par suite de flexion)........ $10^k,5$

Pour les rouleaux la formule de M. Cooper est la suivante :

Lb. par pouce linéaire (d en pouces)......... $500 \sqrt{d}$
Kil. par centimètre linéaire (d en centimètres) $144 \sqrt{d}$

Pour un fer de même qualité que précédemment et un acier de $44^k,8$ de limite moyenne de résistance, la Phœnix Bridge Co admet, dans son cahier des charges de 1895, les coefficients ci-après :

EFFORTS	ACIER	FER
TENSION		
Barres à œils......	$R=6^k.3\left[1+\frac{\text{effort minim.}}{\text{effort maxim.}}\right]$	$R=5^k.25\left[1+\frac{\text{effort minim.}}{\text{effort maxim.}}\right]$
Tôles et cornières (*section nette*)...	$R=5^k.95\left[1+\frac{\text{effort minim.}}{\text{effort maxim.}}\right]$	$R=4^k.9\left[1+\frac{\text{effort minim.}}{\text{effort maxim.}}\right]$
EFFORT TRANCHANT		
Chevilles et rivets..	$6^k.3$	$5^k.25$
Ame des poutres pleines..........	$4^k.2$	$3^k.5$
PRESSION sur la section diamétrale (chevilles et rivets)........	$11^k.2$	$8^k.4$

Pour les rivets posés à la main, ces efforts sont réduits de 20 °/₀.

La Phœnix Bridge Co. admet les coefficients ci-après pour les rouleaux et galets :

1° rouleaux :

Fer	mesures américaines.	350 *d*	Acier	mesures américaines.	500 *d*
	mesures métriques...	159 *d*		mesures métriques...	227 *d*

2° Galets de ponts tournants, en fonte :

sans mouvement.	mesures américaines	400 *d*	en mouvement.	mesures américaines	200 *d*
	mesures métriques..	182 *d*		mesures métriques..	95 *d*

Pour les galets en acier fondu, on augmente ces coefficients de 25 °/o.

Si, maintenant, nous prenons un des derniers ponts *en acier* de M. George S. Morison, le pont de Memphis, par exemple, où les portées varient de 189 mètres à 240 mètres, nous trouvons les coefficients suivants :

Membres de tension en acier dur — la limite d'élasticité variant de 28 kilogrammes à $26^k,6$ — par millimètre carré de section nette :

Charge morte.................................. 14^k
Charge vive.................................... 7^k

L'effort maximum résultant de ces coefficients est atteint dans la travée centrale, où, le poids mort étant double des charges vives, le coefficient moyen atteint $10^k,5$.

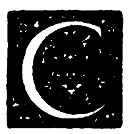
Dans le tablier, qui est en acier moyen de $25^k,9$ de limite d'élasticité, le coefficient, par millimètre carré de *section nette*, est de 7 kilogrammes.

Les rivets travaillent, autant que possible, *au double cisaillement*. Ils sont en acier doux, de 21 kilogrammes de limite d'élasticité; les coefficients admis sont de $5^k,25$ au cisaillement, et $10^k,5$ à la pression. Ces coefficients sont réduits d'un tiers pour les rivures de chantier. Dans les éclisses des membres à travail alternatif, les rivets sont calculés pour résister à la somme algébrique des deux efforts.

Pour les chevilles, qui sont en acier dur d'au moins 28 kilogrammes de limite d'élasticité, les coefficients sont :

Pression....................................	$12^k,6$
Effort sur la fibre extrême......................	14^k

le diamètre des chevilles étant toujours d'au moins $0^m,0254$ inférieur à la largeur des plus grandes barres.

ompression. — Les règles suivies pour les organes comprimés ont été, comme nous l'avons dit, déduites des résultats des expériences faites en vraie grandeur sur des colonnes métalliques des formes les plus variées (page 625). Les premières sont dues à M. G. Bouscaren, et elles ont porté sur 43 colonnes en fer, des différents modèles alors en usage : Phœnix, Keystone, en I, American[1], en forme de boîte fermée (*box*), parallélipipédique à deux faces lacées (*open*), etc... Depuis, d'autres séries d'expériences ont été faites, par M. Howard, sur des colonnes Phœnix (expériences de l'arsenal de Watertown), — par M. James Christie, sur des profils variés de fer et d'acier, — par M. C. L. Strobel sur la colonne en fers Z, qui porte son nom, — par M. J. G. Dagron, sur des colonnes en acier, etc...

Mais si nombre d'ingénieurs ont, depuis quinze ans, proposé des formules nouvelles pour représenter la résistance des colonnes, aucune *expérience* n'est venue infirmer, pour les colonnes en fer, les résultats obtenus, dès 1875, par M. G. Bouscaren.

Ces expériences ont montré l'influence des proportions des colonnes, de la répartition du métal dans la section, de la nature du métal, de la main-d'œuvre, des proportions des détails — comme les barres de treillis et leurs attaches, — enfin du mode d'application de la charge.

La formule de Gordon, déduite des expériences faites par Hodgkinson sur des sections massives pour la construction des ponts de Conway et Britannia, est basée sur cette hypothèse que, dans une colonne, il faut ajouter à la section nécessaire pour résister à l'effort linéaire, un certain excès pour résister à la flexion qui tend à se produire, conformément à la théorie d'Euler.

1. — Colonne de l'American Bridge Co. (Voir Lavoinne et Pontzen.)

La formule de Gordon est la suivante :

$$\frac{P}{S} = \frac{f}{1 + a\frac{l^2}{d^2}}$$

où P est l'effort total de rupture, S la section, f et a des coefficients dépendant de la résistance limite et du coefficient d'élasticité, l la longueur, et d la moindre dimension transversale.

Rankine substitue à cette formule la suivante :

$$\frac{P}{S} = \frac{f}{1 + a'\frac{l^2}{r^2}}$$

dans laquelle le moindre rayon de giration de la section est substitué à la moindre dimension transversale, ce qui tient compte de la *forme* de la section.

M. Bouscaren est parti de la formule de Rankine, et il a déduit de ses expériences les règles et les formules qui suivent :

1° les colonnes en fer dont la longueur ne dépasse pas 50 fois le moindre rayon de giration s'écrasant sans fléchir, l'effort spécifique adopté, *pour le fer*, est uniformément de $6^k,3$ par mm. q.;

2° pour les colonnes dont la longueur dépasse 50 fois le rayon de giration, la rupture se produit par flexion. Les formules, *pour le fer*, sont les suivantes :

Membres butant carrément, à leurs deux extrémités, contre les surfaces d'appui............ $R = \frac{6^k,3}{1 + 36000\frac{l^2}{r^2}}$

Membres butant à une extrémité et articulés à l'autre.. $R = \frac{6^k,3}{1 + 24000\frac{l^2}{r^2}}$

Membres articulés à leurs deux extrémités.......... $R = \frac{6^k,3}{1 + 18000\frac{l^2}{r^2}}$

Les formules sont ainsi modifiées pour la semelle comprimée des poutres à double T :

Poutres laminées.. $R = \dfrac{7^k}{1 + \dfrac{l^2}{5000\ b^2}}$

Poutres bâties.. $R = \dfrac{6^k,3}{1 + \dfrac{l^2}{5000\ b^2}}$

dans lesquelles,

R représente l'effort spécifique par mm. q.

l, la longueur du membre entre appuis	exprimés
r, le moindre rayon de giration de la section	en fonction d'une
b, la largeur de la semelle comprimée	même mesure.

Dans le cas d'efforts alternatifs, les efforts spécifiques ci-dessus doivent être réduits par l'application du coefficient $\left(1 - \dfrac{s}{2\,S}\right)$ dans lequel s représente le maximum de l'effort le moins important (compression ou tension), et S le maximum de l'effort contraire.

M. Bouscaren fait usage de raidisseurs équidistants dans les poutres de hauteur h et d'épaisseur e, quand l'effort tranchant dépasse $\dfrac{4^k,9}{1 + \dfrac{e^2}{6000\ h^2}}$. Ces raidisseurs se placent à une distance égale à h.

Pour l'acier, M. G. Bouscaren prescrit de déterminer directement la valeur du numérateur, quand l dépasse $50\ r$.

Pour la construction du pont du Havre-de-Grâce, on avait pensé appliquer ces formules en se contentant, pour un acier de 56 kilogrammes de résistance, de substituer $7^k,7$ au numérateur. Mais les expériences de M. James G. Dagron montrèrent que la résistance était inférieure de près d'un cinquième à la valeur donnée par la formule, et que les constantes de celle-ci ne pouvaient d'ailleurs pas s'appliquer.

Les formules données par M. le professeur S. W. Robinson, lors de la construction du pont de Red Rock, dont il était Ingénieur-Conseil, pour un acier de $44^k,8$ à $50^k,4$, sont les suivantes :

Extrémités carrées.................. $R = \dfrac{7^k}{1 + \dfrac{l^2}{40000\ r^2}}$

Extrémités articulées............. $R = \dfrac{6^k,81}{1 + \dfrac{l^2}{30000\ r^2}}$

La Carnegie Steel Co. Ld. — précédemment Keystone — emploie pour le fer les mêmes formules que M. Bouscaron, avec une limite de résistance de 28 kilogrammes, et un coefficient de sécurité de 5 pour les charges vives et de 4 pour les charges mortes[1].

Pour la fonte, elle se sert des formules ci-après :

EXTRÉMITÉS	COLONNES CREUSES CYLINDRIQUES	COLONNES CREUSES CARRÉES
Carrées............	$\dfrac{56^k}{1 + \dfrac{l^2}{800\ d^2}}$	$\dfrac{56^k}{1 + \dfrac{3\ l^2}{3200\ d^2}}$
Carrée et articulée...	$\dfrac{56^k}{1 + \dfrac{3\ l^2}{1600\ d^2}}$	$\dfrac{56^k}{1 + \dfrac{9\ l^2}{6400\ d^2}}$
Articulées...........	$\dfrac{56^k}{1 + \dfrac{l^2}{400\ d^2}}$	$\dfrac{56^k}{1 + \dfrac{3\ l^2}{1600\ d^2}}$

La Phœnix Bridge Co emploie les formules :

$$R = \frac{P}{1 + \dfrac{l^2}{36000\ r^2}}$$

etc. . . . .

Dans lesquelles P est donné d'après la formule de M. Cain (p. 612).

$$P = \frac{u}{n}\left(1 + \frac{\text{Min. F}}{\text{Max. F}}\right)$$

où l'on fait $\dfrac{u}{n} = 4^k,9$ pour le fer et $5^k,95$ pour l'acier[2].

A côté de la formule de Rankine, modifiée par M. Bouscaren, il en a été proposé d'autres où interviennent également, à la seconde puissance, la longueur et le rayon de giration. Nous citerons, seulement pour mémoire, celles données par MM. Théodore Cooper et D. J. Whittemore, car, en dehors de la formule de Ran-

1. — On consultera avec avantage le manuel très bien fait, et dû en grande partie à M. C. L. Strobel, qui se nomme « Carnegie Pocket Companion ».

2. — Standard Specification of the Phœnix Bridge Co (1895).

kine et de ses dérivées, les seules formules usitées sont des formules linéaires.

Certains ingénieurs reprochent aux formules précédentes qu'elles ne sont point d'un facile emploi, et ils leur substituent des formules linéaires, qui donnent, selon eux, une *approximation* suffisante. Nous ne tenterons pas de donner une idée de la variété de ces formules, qui ne s'explique guère que par une recherche exagérée de la personnalité, de la part de leurs auteurs.

M. Thos. H. Johnson a fort spirituellement apprécié la question : « A voir, dit-il, la profusion et la diversité des formules « linéaires, on se laisserait convaincre que les ingénieurs améri- « cains estiment non pas que la loi de résistance des colonnes « peut être exactement représentée par une ligne droite, mais que « toute ligne droite représente également bien cette loi »[1].

M. Johnson part d'un tout autre point de vue. Cet Ingénieur prétend que le principe de la formule de Gordon est erroné, attendu qu'il n'est pas rationnel de considérer séparément une partie de la section comme résistant à la compression, et l'autre à la flexion. D'après lui, la loi qui satisfait aux expériences serait représentée, pour les valeurs supérieures de $\frac{l}{r}$, par la courbe d'Euler même, dont l'équation est $P = \frac{E\,a\,I}{l^2} = \frac{E\,a\,A}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$

où P représente la charge de rupture de la colonne,

E, le coefficient d'élasticité,
I, le moment d'inertie,
l, la longueur de la colonne,
r, le rayon de giration,
A, l'aire de la section,
a, une constante.

Pour les valeurs inférieures de $\frac{l}{r}$, prises pour abscisses, la loi serait représentée par une tangente à la courbe d'Euler, qui coupe

1. — Voir Transactions Am. S. C. E. Volume XXVI, p. 112.

l'axe vertical (axe des P), pour une matière déterminée, en un point constant, indépendant de la forme des supports de la colonne. La valeur de P varie alors d'une manière continue.

M. Johnson constate que toute tangente à la courbe d'Euler intercepte, sur l'axe des P, une longueur triple de celle de l'ordonnée du point de contact.

K étant cette ordonnée à l'origine, et c le coefficient angulaire de la tangente, celle-ci a pour équation :

$$P = \left(K - c\frac{l}{r}\right)A$$

Conformément à la formule de Navier, $P = \frac{E\,I\,\pi^2}{l^2}$, M. Johnson prend $a = \pi^2$ pour les colonnes à extrémités arrondies; les expériences donnent, par comparaison, $a = \frac{5}{3}\pi^2$, pour le cas d'une double articulation, et $a = \frac{5}{2}\pi^2$, pour un double appui carré.

M. Johnson déduit alors des équations :

Pour les extrémités arrondies.... $c = 0{,}6366\sqrt{\frac{l}{E}\left(\frac{K}{3}\right)^3}$

— articulées.... $c = 0{,}4932\sqrt{\frac{l}{E}\left(\frac{K}{3}\right)^3}$

— carrées...... $c = 0{,}4000\sqrt{\frac{l}{E}\left(\frac{K}{3}\right)^3}$

On peut substituer, sans inconvénient, aux coefficients des radicaux, les valeurs suivantes : 2/3, 1/2 et 2/5, qui satisfont également bien aux résultats des expériences, et donnent respectivement, pour les valeurs de a, 3^2, 4^2 et 5^2.

D'après les quelques expériences anglaises et les innombrables expériences des ingénieurs américains, M. Johnson fixe alors la valeur moyenne de E à 189.000 kilogrammes par millimètre carré pour le fer ou l'acier *indifféremment*[1], et la valeur moyenne de K, à $29^k,4$ par millimètre carré pour le fer, $36^k,75$ par millimètre carré pour l'acier doux ayant une teneur en carbone de

1. — Les valeurs extrêmes sont 206.000 et 112.000.

0,12 %, et 56 kilogrammes par millimètre carré pour l'acier dur ayant une teneur de 0,36 %.

Il en déduit, pour le fer, l'acier et la fonte, la série de formules représentées dans le tableau p. 654 des charges de rupture, où nous donnons toutes les valeurs en *kilogrammes par millimètre carré*.

M. Johnson a, depuis, déterminé les mêmes constantes pour un acier de 0,16 % de carbone : il a trouvé qu'au point de contact, $\frac{l}{r}$ avait pour valeur 191, pour les colonnes carrées, et 156 pour les colonnes articulées. La valeur du coefficient angulaire de la tangente est alors respectivement $\frac{K}{286}$ et $\frac{K}{324}$.

En ce qui concerne le fer et l'acier, ces formules concordent bien avec les expériences antérieures, qui avaient montré qu'au delà d'une certaine valeur de $\frac{l}{r}$ la résistance des colonnes en acier n'est pas supérieure à celle des colonnes en fer. Ces formules justifient d'ailleurs l'emploi de l'acier dur pour les semelles, dans lesquelles le rayon de giration a une valeur relativement élevée par rapport à la longueur libre des segments, et d'aciers plus doux, au contraire, pour les montants longs et minces du réseau.

On peut toutefois leur reprocher de prendre pour mesure des qualités de l'acier le degré de carbone, ce qui semble une base bien incertaine pour en déduire des conclusions sur la résistance du métal. Mais on peut omettre la composition chimique dans la première colonne.

En dehors de ces formules, nous citerons seulement, comme formules linéaires, celles de M. Théodore Cooper, qui sont les suivantes pour les efforts spécifiques statiques :

$$\text{Fer}\begin{cases}\text{Semelles } R = 11^k{,}2 - 0{,}042\,\frac{l}{r}.\\ \text{Colonnes (sans distinction)}^1\ R = 9^k{,}8. - 0{,}056\,\frac{l}{r}.\end{cases}$$

1. M. Cooper n'admet qu'une formule pour les colonnes, parce qu'il conteste l'avantage de l'encastrement des extrémités, en raison des efforts secondaires auxquels il donne naissance dans les ouvrages.

MATIÈRES	E	K	EXTRÉMITÉS	TANGENTE	VALEUR DE $\frac{l}{r}$ au point de contact	COURBE
Fer	189,000	29,4	carrées	$\frac{P}{A} = 29,4 - 0,0896 \frac{l}{r}$	218,1	$\frac{P}{A} = \frac{466.263}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
			articulées	$\frac{P}{A} = 29,4 - 0,1099 \frac{l}{r}$	178,1	$\frac{P}{A} = \frac{310.925}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
			rondes	$\frac{P}{A} = 29,4 - 0,1421 \frac{l}{r}$	138,0	$\frac{P}{A} = \frac{186.543}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
Acier doux (Carbone 0,12 °/o.)	189,000	36,75	carrées	$\frac{P}{A} = 36,75 - 0,1253 \frac{l}{r}$	195,1	$\frac{P}{A} = \frac{466.263}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
			articulées	$\frac{P}{A} = 36,75 - 0,1540 \frac{l}{r}$	159,3	$\frac{P}{A} = \frac{310.905}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
			rondes	$\frac{P}{A} = 36,75 - 0,1988 \frac{l}{r}$	123,3	$\frac{P}{A} = \frac{186.543}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
Acier dur (Carbone 0,36 °/o.)	189,000	56	carrées	$\frac{P}{A} = 56 - 0,2359 \frac{l}{r}$	121,6	$\frac{P}{A} = \frac{466.263}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
			articulées	$\frac{P}{A} = 56 - 0,2898 \frac{l}{r}$	129,0	$\frac{P}{A} = \frac{310.905}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
			rondes	$\frac{P}{A} = 56 - 0,3738 \frac{l}{r}$	99,9	$\frac{P}{A} = \frac{186.543}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
Fonte	112,000	56	carrées	$\frac{P}{A} = 56 - 0,3066 \frac{l}{r}$	121,6	$\frac{P}{A} = \frac{276.304}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
			articulées	$\frac{P}{A} = 56 - 0,3759 \frac{l}{r}$	99,3	$\frac{P}{A} = \frac{184.240}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
			rondes	$\frac{P}{A} = 56 - 0,4851 \frac{l}{r}$	77,0	$\frac{P}{A} = \frac{100.544}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$

M. Johnson a également déterminé les formules suivantes que nous donnons *en kilogrammes par centimètres carrés*.

Chêne	84,000	378	carrées	$\frac{P}{A} = 378 - 1,96 \frac{l}{r}$	128,1	$\frac{P}{A} = \frac{2.072.280}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$
Calcaire oolithique d'Indiana s'écrasant sous une charge de 882k par cent. q.	304,500	630	carrées	$\frac{P}{A} = 630 - 2,42 \frac{l}{r}$	189,1	$\frac{P}{A} = \frac{7.492.015}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$

Pour les efforts dynamiques, ces coefficients doivent être réduits de moitié.

Entretoises de contreventement (efforts initiaux) : $R = 6^k,3 - 0,035 \frac{l}{r}$.

Pour l'acier moyen, de 47 kilogrammes de résistance, M. Cooper admet, pour les semelles, une augmentation de 20 °/₀ sur la formule relative au fer, et, pour les montants (effort statique) : $R = 11^k,9 - 0,077 \frac{l}{r}$, valeur réductible de moitié pour les efforts dynamiques.

M. Edwin Thacher, partant des mêmes formules pour les *efforts statiques*, se contente de les diviser par le facteur $\left(1 + \frac{\text{effort vif}}{\text{effort max.}}\right)$, ce qui abrège les calculs.

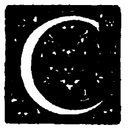
Au grand pont en acier de Memphis, où l'acier dur employé a une résistance limite de $48^k,3$ à 55 kilogrammes, avec une limite d'élasticité de 28 kilogrammes, les membres de compression ont en général deux plans de symétrie et sont au moins symétriques par rapport au plan des fermes, qui est perpendiculaire à leur moindre dimension transversale.

M. George S. Morison a admis les coefficients suivants, sans distinction entre les charges mortes ou vives :

Dans les semelles et les membres lourds où la longueur n'excède pas seize fois la moindre dimension transversale. . . $9^k,8$.
ce coefficient étant réduit, pour chaque accroissement d'une unité de la longueur, de. . . . . $0^k,525$.

Dans les membres du réseau, la longueur atteint au maximum trente fois la moindre dimension ; le coefficient correspondant est de. . . . . $4^k,2$
et il est accru, pour chaque diminution d'une unité de la longueur, de. . . . . $0^k,14$.

Les membres à travail alternatif sont calculés, d'après les coefficients donnés ci-dessus et p. 646, pour résister aux tensions (*section nette*), aux compressions, et à la somme de ces efforts.



ontreventement. — Nous avons dit que l'effort du vent est généralement évalué : 1° à raison de 146 kilogrammes par mètre carré de ***surface totale*** exposée au vent de chaque ferme, du tablier, et d'un train continu haut de $3^m,05$. (On admet, comme nous l'avons déjà dit, qu'une pression supérieure renverserait un train.)

2° A raison de 244 kilogrammes par mètre carré de ***surface totale*** exposée au vent de chacune des deux fermes et du tablier.

L'orientation du vent doit d'ailleurs être choisie de manière à produire les plus grands efforts, qui servent de base aux calculs.

Dans les membres des fermes, on admet que le vent peut augmenter de 25 °/₀ les efforts spécifiques précédemment définis.

Dans les organes de contreventement, on tient compte, en outre des effets du vent, d'un effort initial de 7 kilogrammes, résultant de la tension des tringles, si le contreventement est articulé.

Il résulte de ces règles qu'on est très rarement obligé d'augmenter la section des membres des fermes, par suite des efforts du vent, en raison du peu de prise que donnent au vent les poutres américaines. Les efforts imposés au métal demeurent néanmoins très faibles, en raison de la modération des efforts spécifiques.

Au pont de Memphis, par exemple, — qui donne beaucoup plus de prise au vent que les poutres américaines ordinaires, — sous l'effet de la surcharge théorique (voir page 505) et du vent, les efforts dans les fermes ne dépassent nulle part 14 kilogrammes, alors que l'acier a 50 kilogrammes de résistance moyenne et $26^k,6$ de limite d'élasticité minima.

VI. — CONSTRUCTION



NE usine de construction américaine comprend les parties essentielles suivantes :

1° Un chantier de réception, pour le dépôt du métal destiné à chaque ouvrage;

2° Un atelier de redressage, où sont soigneusement redressés les fers livrés par les usines ;

3° Un atelier des gabarits et modèles, qui prépare des gabarits ou des modèles de *toutes les parties* des ponts, indiquant la place des chevilles et des rivets, sauf une marge suffisante pour le finissage ;

4° Un atelier de préparation, où toutes les pièces métalliques sont marquées d'après les gabarits ;

5° Un atelier de poinçonnage et de cisaillement ;



Fig. 675. — Montage en porte-à-faux des échafaudages du pont d'Irvine (d'après l'Engineering News).

Fig. 676. — Vue du pont d'Irvine, monté, sur ses échafaudages, pendant la crue (d'après l'Engineering News).

6° Un atelier d'assemblage, où sont boulonnées ensemble les parties des membres qui doivent être rivées ensemble ;

7° Un atelier de rivetage, avec son assortiment de riveuses à air comprimé, à vapeur ou hydrauliques ;

8° Un atelier de construction mécanique, avec toutes les machines-outils, planeuses, raboteuses, fraiseuses, foreuses, aléseuses, tours variés, etc... nécessaires pour donner aux membres le fini prescrit par les cahiers de charges ;

9° Une forge, pour les barres à œils, chevilles, etc... avec son outillage varié d'appareils à vapeur ou à eau comprimée pour le refoulement, de marteaux-pilons, d'emporte-pièces, etc... ;

10° Des hangars et chantiers pour la peinture et les expéditions.

Tous les travaux ainsi que les transports et manœuvres intermédiaires se font avec un *minimum de main-d'œuvre.*

Nous allons passer successivement en revue la fabrication des diverses parties d'un pont américain.

Nous commencerons par les pièces de forge.



arres à œils. — Nous allons exposer sommairement les principales méthodes employées pour forger les barres à œils sans soudure.

Nous commencerons par les barres de fer, bien qu'elles ne soient plus usitées.

On employait d'abord le procédé des *mises (piling),* ou de corroyage : un certain nombre de tôles étaient empilées autour de l'extrémité de la barre ; le tout était porté au blanc soudant, puis forgé au marteau-pilon, suivant un *dé (die)* qui formait la tête de la barre. Dès le début, on essaya également d'associer à cette méthode le *refoulement (upsetting)* du métal, mais cette méthode n'a jamais donné, avec le fer, de résultats satisfaisants. Les barres de fer *doivent* être forgées au marteau-pilon, sous peine de se rompre presque infailliblement dans la tête.

Les mises se placent au-dessus de la barre *(top-piling)*, sur les deux faces *(top and bottom piling)*, ou se replient autour de l'extrémité de la barre *(loop-piling)*.

La tête de la barre s'achève au marteau, dans une matrice portant quelquefois, en son centre, un poinçon conique qui refoule le métal de l'emplacement de l'œil.

Quelquefois aussi l'on enlève l'œil à l'emporte-pièce, sous le marteau-pilon, et on l'achève de même par estampage.

Enfin, le procédé inventé par M. Kloman, de Pittsburg, et auquel nous avons fait plusieurs fois allusion, consistait dans un laminage spécial entre des rouleaux réversibles, qui donnaient au corps de la barre sa section définitive, tout en laissant aux extrémités deux masselottes d'où l'on tirait les têtes, au marteau ou à la presse. Cette méthode donnait des résultats aussi parfaits que possible, mais elle entraînait une telle complication qu'elle est universellement abandonnée.

Les premières barres en acier furent, pour la plupart, fabriquées par le procédé Kloman.

Les procédés actuels se rapportent à deux méthodes principales :

On peut, d'abord, refouler le métal dans une matrice, dont le seul but est d'obtenir un renflement de la barre. La tête s'obtient alors par estampage.

En second lieu, on peut refouler le métal dans une matrice qui



Fig. 677. — Montage du Viaduc de Saint-Paul (Keystone Bridge Co).

lui donne immédiatement sa forme définitive, sauf un léger excès d'épaisseur que l'on fait disparaître par un seul passage — aller et retour — au laminoir : le but de ce finissage est de donner au métal à la fois plus de travail, et une surface bien régulière, permettant un plus étroit arrimage des barres.

Enfin, dans une troisième méthode, qui a fait l'objet de divers brevets, le refoulement s'exécuterait dans une matrice présentant, comme précédemment, la forme définitive, mais dont la face supérieure resterait ouverte, afin de permettre à des cylindres à mou-

vement alternatif d'y étaler et d'y comprimer le métal. Il n'a pas encore été fait, que nous sachions, d'application de cette dernière méthode.

La première méthode est la plus répandue, parce qu'elle nécessite des installations moins coûteuses, qui se réduisent essentiellement, pour le façonnage de la tête, à une matrice et à une machine capable de refouler le métal.

La *matrice (die box)* se compose, dans ce système, de quatre parties : le fond, deux joues qui ont l'épaisseur de la tête, et un couvercle plat qui se fixe invariablement. La boîte reste ouverte par le sommet, et c'est la tige du piston qui porte une pièce ayant la forme voulue pour façonner l'avant de la tête. Le refoulement du métal commence, dans ce système, par le sommet de la tête et finit par le remplissage du col. En raison du frottement considérable du métal contre les faces de la boîte, il arrive souvent que les barres de faible dimension ont une tendance à se tordre. Pour les maintenir, on munit, en général, les deux faces planes d'un filet ou d'une rainure longitudinale qui s'oppose au déplacement latéral. Il est d'ailleurs nécessaire de fixer énergiquement le corps de la barre à l'aide de robustes mâchoires *(grip)*, les joues ne leur venant point en aide pour résister à l'effort de compression.

Cette matrice *fixe* n'est plus guère employée, parce qu'elle demande une force trop considérable, par suite des frottements.

On emploie de préférence, maintenant, des matrices où un certain nombre de parties sont mobiles avec la tête du piston, comme nous le verrons plus loin.

Quoi qu'il en soit, dans la *première méthode*, la tête sort de la machine avec une forme grossière, et on l'achève au *marteau-pilon*. Il faudrait, en effet, donner à une presse une puissance considérable pour obtenir le même résultat. Une tête de 46 centimètres de diamètre exigerait une pression totale d'au moins 1.500 tonnes. D'ailleurs, la presse a l'inconvénient de faire pénétrer des écailles d'oxyde magnétique dans les têtes, tandis que le marteau pilon les détache et les projette.

Cette méthode est celle suivie par la plupart des compagnies de construction, en particulier par l'Union et la Phœnix Bridge Cos.

Dans la *seconde méthode*, qui n'est employée que par les Compagnies Edgemoor & Pencoyd, il est nécessaire d'obtenir, dès l'abord, une forme parfaite de la tête, sauf une *surépaisseur* et un *raccourcissement,* calculés de manière à disparaître par le passage aux laminoirs.

Ces laminoirs, d'un modèle spécial, sont directement commandés par un cylindre hydraulique à double effet; la tige du piston porte une crémaillère engrenant avec les pignons de commande des cylindres.

Quant aux matrices en usage, elles sont de divers modèles. Dans les unes, une seule des faces, supérieure ou inférieure, est mobile avec la tige du piston : elle est alors appuyée sur la barre par un piston hydraulique vertical. Dans ce cas, le refoulement se produit à la fois au sommet de la tête et au col, la dernière partie remplie se trouvant sur le diamètre transversal.

Dans les autres, la face supérieure et la face inférieure sont à la fois mobiles avec le piston horizontal, le couvercle subissant, comme précédemment, la pression d'un cylindre vertical. Avec un tel système, le refoulement commence par le col; le rôle des mâchoires est réduit d'autant, et l'on peut les appliquer sur les faces de la barre.

Dans un dispositif très perfectionné, inventé par M. H. V. Loss, le fond et le couvercle sont séparés des parties fixes par des trains de rouleaux, ce qui permet de réduire la puissance de la machine à la quantité nécessaire pour le seul refoulement.

D'après les mesures prises à l'aide d'un indicateur de Watt, le travail est beaucoup plus constant, pendant la durée du refoulement, quand les deux faces sont mobiles.

M. H. V. Loss[1] qui a construit un grand nombre des machines les plus parfaites employées par les Compagnies, estime que la pression nécessaire pour former une tête et obtenir des arêtes vives, doit être de 21 kilogrammes par millimètre carré.

1. — Nous renverrons, pour plus de détails sur ces méthodes, aux articles très complets publiés par M. H. V. Loss, de novembre 1893 à janvier 1894, dans la Rail Road Gazette.

Dans tous les cas, lorsqu'une tête a reçu, par une méthode quelconque, une forme suffisamment approchée, on lui donne, à l'aide d'une machine emporte-pièce analogue à une cisaille, l'œil et le contour voulus, et on l'achève soit sous le marteau-pilon, soit au laminoir. La barre est alors coupée à la longueur voulue[1]; et le second œil est fait comme le premier.

Les barres d'acier subissent alors un recuit *(annealing)* dans un gaz inerte à une température qui ne doit pas dépasser 650° centigrades, dans des fours chauffés au charbon, au bois, ou à l'huile — mais où les barres sont soustraites à l'action directe du feu.

Les barres sont ensuite mises à refroidir dans du sable. Il est essentiel que le refroidissement soit bien uniforme et qu'il ne soit pas trop lent. M. Wm. Sellers avait même proposé, dans ce but, de tremper les barres dans l'eau à la sortie des fours. Il estimait que, même avec des aciers non trempants, on pourrait restituer ainsi au métal une partie des qualités — résistance et élasticité — que lui fait perdre le recuit. Mais la méthode n'a pas été encore appliquée.

Après le recuit, les barres doivent être redressées; et l'on n'a pas encore trouvé, à cet égard, de méthode qui soit à l'abri de toute critique.

Enfin, la dernière opération est le forage des œils. On sait avec quelle précision cette opération s'exécute. Les barres composant un même membre doivent avoir une même longueur, à une même température.

Le procédé le plus simple consiste à relier solidement les barres ensemble et à les forer simultanément. Mais nous verrons plus loin qu'il existe d'autres moyens d'obtenir une exactitude parfaite et indépendante de la température.

Toutes les opérations du forgeage se font, autant que possible, en une seule chaude; elles n'en demandent jamais plus de deux.

Les ingénieurs américains sont, en général, peu favorables, à l'heure actuelle, au martelage d'énormes pièces d'acier, comme

1. — On trouve dans les annexes I à VII la longueur des barres de diverses dimensions correspondant à des barres à œils de longueur donnée.

les barres, dont une partie seulement est chauffée. Il est cependant incontestable que le marteau-pilon donne en général beaucoup plus de travail au métal des têtes que ne peuvent le faire les presses, et que les essais de barres faits pour la construction des ponts de Cairo et de Memphis, par exemple, sont absolument concluants, quant aux qualités des barres martelées.

Il est nécessaire, toutefois, de ne se servir que de marteaux *lourds*. Un *petit* marteau américain à double effet, outil merveilleux lorsqu'il ne s'agit que de donner une *forme* au métal, ne peut lui donner le *travail* nécessaire aux têtes des barres à œils.

Il est équitable de dire, en terminant, que c'est en grande partie aux études incessantes faites par l'Edge Moor Iron Co que sont dus

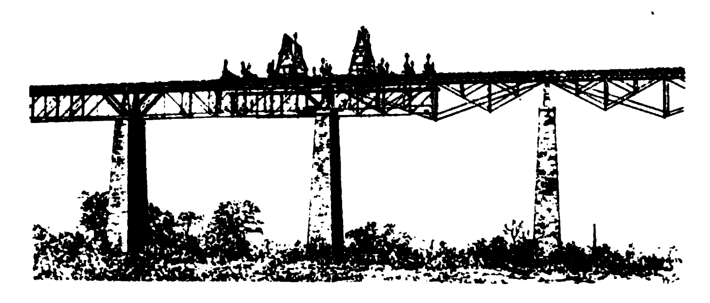


Fig. 678. — Changement des poutres du viaduc sur l'Appotomax (d'après l'Engineering News).

les progrès qui ont amené, depuis dix ans, la fabrication des barres à œils à son haut degré de perfection actuel.



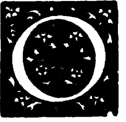
utres pièces de forge. — A côté des barres à œils ordinaires, il entre dans les ponts divers organes que nous avons énumérés antérieurement : barres ajustables, maillons, etc..... C'est toujours à la forge que se font les têtes de ces pièces. Pour les tringles ajustables, il n'y a point de difficulté. Pour les lourds maillons, au contraire, il faut des machines très puissantes pour leur donner un *travail* suffisant. On a eu beaucoup de peine à donner aux maillons du pont de Cincinnati et Covington la résistance voulue, pour ce motif, et pour d'autres que nous verrons plus loin.

Toutes les parties renflées qui doivent porter des pas de vis, s'obtiennent par refoulement, et les organes spéciaux, comme écrous à double pas, manilles, etc..., par estampage.

Les chevilles se sont beaucoup fabriquées au *laminoir gothique,* sorte de laminoir à cannelures spéciales. Mais on n'admet plus cette méthode pour les chevilles de plus de 10 centimètres de diamètre, qui doivent être forgées au marteau-pilon.

L'inconvénient principal que présentent les pièces de forge de grandes dimensions, c'est qu'il est difficile de leur donner — ou du moins de donner à toute la masse du métal qu'elles renferment, — un travail suffisant. Les ingénieurs américains prescrivent donc, souvent, dans ce but, que le lingot devra avoir des dimensions très supérieures — doubles ou triples — aux dimensions transversales de l'organe achevé. C'est évidemment une excellente mesure, mais elle n'est pas toujours suffisante pour les pièces de grandes dimensions, car, dans ces pièces, le métal s'écoule sous un moindre effort, si la température est élevée — et il peut être dangereux de le travailler à une température trop basse; — le travail risque dès lors d'être purement superficiel, si l'on n'emploie pas de puissantes machines. C'est une des raisons pour lesquelles nombre d'ingénieurs préféreraient des machines hydrauliques capables d'exercer des efforts considérables, afin de faire subir à *toute la masse du métal* une pression qui ne peut être efficace qu'à la condition d'être très élevée. Nombre d'essais montrent pourtant que les qualités du métal interne ne sont généralement point inférieures, dans les lourdes pièces de forge faites en Amérique, à celles de l'*écorce* (*skin*) de ces pièces. Cependant, il est incontestable que le forage de l'âme, prescrit par M. Geo. S. Morison, pour toutes les chevilles des fermes, constitue une amélioration très importante de ces organes, car il supprime le danger des défauts internes que le forgeage peut produire (voir page 264).

Toutes les pièces de forge sont recuites avant le finissage à la machine-outil. Il en est souvent de même des pièces fondues en acier, pour lesquelles le recuit peut présenter des avantages considérables.

**rganes rivés.** — Les organes rivés sont toujours exécutés avec le plus grand soin, à l'aide de massifs gabarits en métal; et toutes les rivures sont forées, ou au moins fraisées après poinçonnage, dans les constructions en acier.

Pour donner une idée de la perfection extraordinaire réalisée dans l'exécution des grands ouvrages en acier, il nous suffira de citer les quelques exemples suivants, empruntés à la construction du pont de Memphis :

On sait que les membres comprimés sont faits, suivant leur rôle, d'acier dur ou moyen dur (voir page 507).

Pour l'acier dur, *aucun poinçonnage* n'était admis, sauf pour les barres de lattis des colonnes, qui pouvaient être poinçonnées et fraisées.

Tous les fers devaient être, avant tout assemblage, soigneusement redressés aux ateliers, ou pliés à froid, puis assemblés à l'aide de mâchoires et de boulons. Les boulons étaient posés dans des trous d'attente *forés,* d'un diamètre inférieur d'au moins 3 millimètres à celui du trou définitif. On tolérait, par exception, le poinçonnage de trous d'attente dans les fers de moins de 18 millimètres d'épaisseur, à raison de 8 trous, au plus, par tôle, et 4 au plus par aile de cornière, et sous la condition expresse que les trous ne devaient pas avoir plus des 3/4 de leur diamètre final.

Un membre étant ainsi complètement *assemblé,* les trous de rivets étaient forés, à l'espacement indiqué par les gabarits, après quoi, à l'aide d'une fraise spéciale, les bords vifs en étaient abattus, aux deux têtes, sur une profondeur d'au moins $1^{mm},5$, pour ménager un raccord entre le corps et les têtes des rivets.

Puis tous les rivets étaient posés, sans qu'on eût désassemblé le membre.

Pour les attaches du tablier avec les montants, du contreventement, etc... on se servait de gabarits en fer, d'au moins 6 centimètres d'épaisseur, qui donnaient une précision aussi grande. Toutes les faces butantes des longerons ou des pièces de pont étaient *planées.*

Tous les rivets étaient posés à la machine, — sauf de très rares cas où ce n'était point possible, — à l'aide de machines capables non seulement d'exercer une pression, mais *d'appuyer*[1] *(yielding*

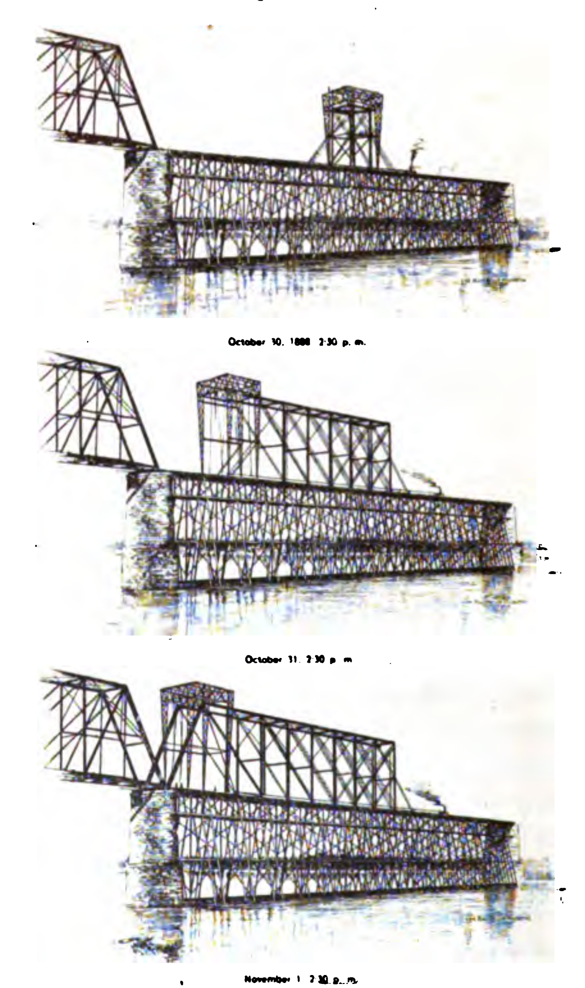


Fig. 679 à 681. — Montage, en *quatre jours*, du Pont de Cairo par les Baird Brothers (d'après le Rail Road Gazette).

pressure), que l'on maintenait sur le rivet jusqu'à suffisant refroidissement.

1. — La pression nécessaire pour former une tête bien pleine est de 13 kilogrammes à 14 kilogrammes par millimètre carré, *au minimum*.

Pour l'acier moyen, les précautions générales étaient les mêmes, mais le poinçonnage était toléré, sous réserve qu'on devait enlever ensuite, au foret ou à la fraise, une couronne annulaire d'au moins 1mm,5 d'épaisseur. Le diamètre de la matrice ne devait pas dépasser de plus de 39 centièmes de millimètre celui du poinçon. Les ingénieurs américains ont d'ailleurs toujours pris

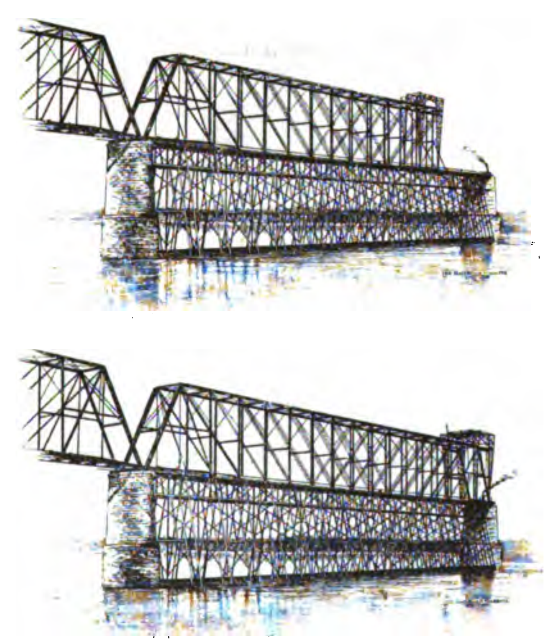
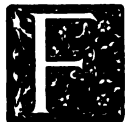


Fig. 682-83. — Montage, en *quatre jours*, du Pont de Cairo par les Baird Brothers (Suite). — Nov. 2, 2 : 30 p. m. et Nov. 3, 2 : 50 p. m. (d'après la Rail Road Gazette).

cette précaution, quant à la conformation des poinçonneuses, même pour leurs ouvrages en fer. Les trous sont ainsi beaucoup plus nets, si le perçage est moins facile.

Tous les bords cisaillés des tôles étaient affranchis, toutes les faces d'appui étaient soigneusement dressées.



Finissage. — Le finissage, qui s'applique, sans distinction, à tous les assemblages, faces d'appui, œils, chevilles, etc... se fait au moyen des méthodes et des outils les plus perfectionnés. On n'a *aucune idée en Europe de la*

rigoureuse exactitude exigée à cet égard par les cahiers de charges, et réalisée en fait dans toutes les constructions quelque peu soignées.

Tout d'abord, les œils doivent être placés rigoureusement sur l'axe, être rigoureusement percés perpendiculairement à cet axe, et à une distance rigoureusement conforme à celle indiquée sur les dessins. Il en est de même des faces planées, dans les membres butants. Pour déterminer la longueur exacte des membres, on les porte sur d'immenses machines à banc en fer, où les mesures se font à l'aide des appareils micrométriques à vis les plus perfectionnés. Les mesures se prennent par rapport à des *étalons en métal (standards),* à l'aide de procédés aussi parfaits que ceux employés en géodésie. Il est en général inutile d'effectuer sur un membre individuel donné, la correction relative à la température; de là vient que l'on tolère souvent, entre les dessins et l'exécution, le très léger écart que nous avons indiqué page 144. Au contraire, il est absolument indispensable que tous les *membres semblables,* comme les montants correspondants de deux fermes — ou même tous les montants, dans les fermes à semelles parallèles — et *surtout toutes les barres à œils faisant partie d'un même membre* ou de membres correspondants — aient *rigoureusement la même longueur à une même température.* Or les méthodes ci-dessus permettent d'obtenir ce résultat d'une *manière absolue,* sans qu'il soit même nécessaire, comme autrefois, de forer ensemble toutes les barres d'un même membre, du moment que les étalons sont à la même température et ont même coefficient de dilatation que les organes.

Les gens peu familiers avec la précision des méthodes américaines « objectent quelquefois, dit M. Théodore Cooper, que le « jeu de $0^{m},00025$ à $0^{m},0005$, toléré entre les dimensions des œils « et des chevilles, est une source d'incertitude sur la longueur « des organes[1]. *C'est une erreur,* attendu que l'on mesure aux « ateliers la distance des œils *entre appuis,* c'est-à-dire entre « leurs bords extérieurs, dans les membres de tension, et entre

1. — Il faut avouer qu'une semblable objection, pour des barres dont la longueur varie, dans les grands ouvrages, entre 7 mètres et 15 mètres, manque, en soi, de sérieux.

« leurs bords intérieurs, dans les membres de compression..... »

C'est en effet ce que spécifient tous les cahiers de charges complets — et ce que font toujours les constructeurs.

D'autre part, les machines si précises dont nous venons de parler ne sont point seulement des machines de mesure, mais des *machines-outils*. On ne marque point le bord des œils, ou la position des faces de butée : la machine fore ces œils ou dresse ces faces, elle-même, à la place voulue. Et l'on en est, en général, venu maintenant, pour toutes ces opérations diverses d'ajustage des membres, aussi bien pour le dressage des faces planes que pour le perçage des œils, à un outil unique, parce que cet outil est le plus parfait de tous : le tour.

On se sert bien aussi des raboteuses, mais comme outils dégrossisseurs, ou dans les ouvrages qui ne sont pas d'*ajustage*.

Et tout ce travail s'exécute avec un soin absolu, avec *la perfection et le fini que l'on demande pour l'alésage des cylindres ou le tournage des fusées des arbres de machines, ou pour le dressage des glaces de tiroirs.*

Aussi ne fait-on plus jamais le montage d'essai aux ateliers.

On se contente, pour les barres à œils de même longueur, de s'assurer que les chevilles entrent bien librement dans les deux œils, quand on groupe, 6 par 6 par exemple, les barres de même longueur; pour les semelles rivées, on assemble bout à bout deux éléments, pour vérifier qu'ils forment bien un *alignement parfait*. Mais ces vérifications ne constituent, en général, qu'un simple surcroît de prudence.



Peinture. — Les organes des ponts ne sont généralement pas peints aux ateliers, à part les faces accolées des éléments constituants des membres rivés, qui sont peintes à deux couches, avant assemblage, en raison de ce qu'elles deviennent inaccessibles par la suite.

Pour tous les autres organes, on se contente, après nettoyage à vif, de les revêtir d'une couche épaisse d'huile de lin, soit crue, soit bouillie, suivant les cahiers de charges. Cette mesure a pour

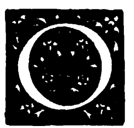
but de ne pas permettre aux constructeurs de dissimuler des défauts dont la constatation peut échapper aux ateliers[1].

Les parties qui ont un fini de machine reçoivent un enduit de suif mélangé de céruse, et sont, s'il y a lieu, expédiées en caisses.

Ce n'est qu'après montage et complète exécution des rivures que les ouvrages sont peints à deux couches. La peinture presque exclusivement employée par les ingénieurs américains est la peinture dite « *ironclad* », à base d'hématite. M. Bouscaren a toutefois constaté, sur le Cincinnati Southern R. R., que cette peinture couvrait moins bien le métal que le minium, et qu'elle se détachait assez rapidement, par ampoules et écailles.

Quoi qu'il en soit, les ingénieurs américains n'emploient pas de nuances absolument fixes pour leurs ouvrages. La couleur la plus répandue est le rouge brun de l'hématite; mais on en rencontre d'autres : les grands ponts suspendus sont peints en blanc ou en blanc crème d'un joli effet. La seule couleur que l'on ne rencontre pas est le ton gris, peu flatteur, usité en France.

VII. — MONTAGE



On conçoit que le montage d'ouvrages exécutés d'une manière aussi parfaite, où tous les assemblages principaux se font à l'aide de chevilles et où les éclisses se fixent d'abord à l'aide de boulons, soit chose simple et facile. La pose des rivets ne fait même pas partie du montage : elle ne s'exécute qu'après le décintrement, à l'heure qui convient le mieux et quelquefois même *alors que le pont est déjà en service.*

Les procédés de montage usités en Amérique sont essentiellement variés; toutefois, ils se rapportent à trois genres principaux. On monte les ponts :

1. — Les défauts superficiels sont une cause absolue de rejet; on n'admet même pas les membres qui en sont atteints, comme spécimens, aux essais. Pourtant on a reconnu que ce genre de défauts n'a souvent aucune influence sur la résistance.

Soit en place, sur échafaudages, — c'est le cas général pour les poutres indépendantes ;

Soit en porte-à-faux — et le système cantilever s'y prête mieux qu'aucun autre ;

Soit sur un échafaudage fixe, en un endroit bien abrité, le long des rives, d'où l'on amène à flot la travée sur ses appuis.

On ne lance jamais les ponts, car cette méthode imparfaite fatigue exagérément les parties faibles des ouvrages et expose ceux-ci à des accidents, comme celui du viaduc de la Tardes.

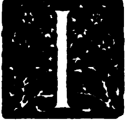


ES échafaudages qui servent au montage en place sont, la plupart du temps, des *trestles* (fig. 364, 668, etc.), ne différant des ouvrages similaires qui supportent des voies que parce que, n'ayant à supporter que des charges statiques, ils ont relativement des proportions plus légères.

Ce qu'on peut même reprocher à certaines Compagnies, c'est de pousser trop loin l'économie dans l'établissement des échafaudages, et, en particulier, de compter exclusivement sur l'appui des piles pour s'opposer aux mouvements longitudinaux. Il en résulte que tout accident local entraîne la ruine totale de l'ouvrage.

Quelques moises longitudinales inclinées, appliquées sur les faces latérales des charpentes, suffiraient souvent pour éviter, à peu de frais, de terribles et coûteuses catastrophes. La parcimonie conduit rarement à l'économie.

Nous avons cité (p. 412 et suivantes) la série d'invraisemblables accidents survenus pendant la construction du pont de Louisville et Jeffersonville, sur l'Ohio. L'un de ces accidents, dû à la chute d'un échafaudage et qui coûta la vie à 21 personnes, aurait pu être réduit à de faibles proportions si l'on avait donné aux charpentes quelque stabilité longitudinale.



L y a lieu de rapprocher de cet accident celui qui se produisit en juin 1892, pendant la construction d'un pont sur le Licking River. Ce pont se compose d'une travée principale, à voie supérieure, de $91^{m},44$, flanquée de petites travées d'accès. Il donne passage à une route, élevée de 20 mètres

environ au-dessus de la rivière. La construction ayant principalement pour but l'installation de lignes ferrées électriques entre Covington et Newport, les délais étaient très courts.

La King Bridge Co, adjudicataire des travaux, avait rétrocédé le montage aux Baird Brothers.

La travée principale était en voie de montage sur un échafaudage formé de pieux, groupés, suivant l'usage, par cadres espacés de 5 à 6 mètres. Les pieux, longs d'une douzaine de mètres, avaient environ 3 mètres de fiche. Le chariot avait $10^{m},70$ de haut. Cinq panneaux, sur douze, étaient en place, et l'on procédait au montage du sixième, lorsque, sans le moindre avertissement préalable, toute la charpente s'effondra brusquement. Il y avait 40 hommes sur le chariot. Deux seulement s'échappèrent sains et saufs. Vingt-six furent tués sur le coup, tous les autres furent plus ou moins grièvement blessés. Deux des frères Baird restèrent parmi les morts. Toutefois, les pertes matérielles ne s'élevèrent, dit-on, qu'à 75.000 francs, les entrepreneurs ayant assuré leurs ouvriers à raison de 7.500 francs par tête.

Les causes du sinistre n'ont jamais été complètement connues. Cependant on l'a expliqué de la manière suivante :

Les berges de la rivière, du côté de Newport, sont formées, sur une grande profondeur, d'une vase molle et élastique, qui résiste à la pénétration sous les coups du mouton.

On sait que sur la rive sud de l'Hudson, où les mêmes conditions se rencontrent, il est impossible d'enfoncer des pieux en les battant. On est donc obligé, pour les faire descendre, de les charger, en leur faisant porter le poids de chalands convenablement lestés. Les pieux ainsi enfoncés supportent sans nouveau déplacement les charges qui ne dépassent point celles qui ont servi à les enfoncer. Mais tout chargement supérieur les fait descendre à nouveau; et l'on a dû, pour compenser les tassements, munir d'appareils de calage la plupart des bâtiments des ferries de Jersey-City.

Il est probable que l'échafaudage du pont sur le Licking se trouvait dans des conditions semblables, et que, toute la charpente étant établie à la limite de résistance, le tassement d'un cadre a

suffi pour imposer aux voisins une surcharge de nature à en provoquer la rupture. Et comme, d'ailleurs, le contreventement longitudinal était rudimentaire, tout l'échafaudage s'effondra d'une pièce.

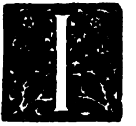
Bien qu'il soit difficile de dire s'il y eut faute ou erreur de la part des entrepreneurs, cet accident a soulevé en Amérique une réprobation générale, atténuée seulement parce que les deux



Fig. 684. — Transport par eau d'une travée de 76m,20, du Pont de Jacksonville, sur le St-John's River. — 27 minutes après le départ (Keystone Bridge Co).

principaux auteurs responsables avaient payé leur imprudence de leur vie.

Il est incontestable que l'habitude du succès développe l'audace. Mais si cette considération peut être admise comme excuse pour des entrepreneurs qui ont, depuis vingt ans, monté les plus grands ouvrages de l'Amérique et exécuté, dans ces opérations, de remarquables tours de force, il n'en est pas moins vrai que des accidents comme ceux de Louisville et du Licking River révèlent, dans l'établissement des échafaudages, un fréquent défaut de prudence, qu'il est facile — et d'ailleurs peu coûteux — d'éviter.



Il arrive souvent que la rapidité du courant, la fréquence des crues ou la difficulté de battre des pieux, par suite de la nature du fond, rendent peu économique l'établissement des échafaudages ordinaires. On se sert alors souvent de poutres Howe reposant sur des piles provisoires et qu'il est facile, lorsque le montage d'une travée est achevé, de transporter, sur ponton, à l'emplacement de la suivante. La fig. 485 montre, encore en place, deux des poutres Howe, de 40 mètres environ de portée, qui ont servi, en particulier, au montage du pont de Plattsmouth.

Les fig. 675-676, empruntées à l'Engineering News, représentent la méthode ingénieuse employée par la Massillon Bridge Co, pour le montage du pont d'Irvine, sur le Kentucky River. Ce pont a une travée marinière de 82 mètres, deux travées de 30^{m},80 et six travées de 30^{m},48. Le Kentucky est une rivière très dangereuse, en hiver, pour les constructeurs, en raison de ses crues qui atteignent de 9 mètres à 15 mètres, dans l'espace de 48 heures. La compagnie de chemins de fer à qui le pont appartient ayant eu, deux fois déjà, son pont emporté par les crues, on prit des précautions spéciales pour le montage.

On commença par établir un support auxiliaire, au milieu de la travée, à l'aide d'un crib sans fond, en poutres de 0^{m},30 × 0^{m},30, qui fut rempli d'enrochements sur 3^{m},50 environ de hauteur, puis de sacs de sable, en raison de la cherté de la pierre. Le crib était partagé par de robustes cloisons, supportant une tour en charpente sur laquelle reposaient les deux poutres Howe, de 37^{m},17, qui ont servi au montage.

La partie vraiment intéressante de ce travail consiste dans la méthode employée pour construire ces poutres en place, sans échafaudage.

Dans ce but, on établit d'abord de chaque côté des piles, et s'appuyant sur celles-ci, des consoles légères en charpente se projetant de 15 mètres (fig. 675). Sur ces deux consoles, on lança une poutre de 0^{m},20 × 0^{m},30, qui fut elle-même supportée, en des points intermédiaires, à l'aide de pièces transversales reposant sur

des câbles métalliques de $0^m,02$, tendus d'une pile à l'autre. Sur cet échafaudage volant, on put assembler les semelles inférieures des poutres Howe. Puis, comme l'indique la fig. 675, ces semelles furent armées elles-mêmes en poutres « *Queen-post* », à l'aide de vieilles barres à œils; et, une fois munies de leur contreventement définitif, elles servirent d'échafaudage pour la construction des poutres Howe, sur lesquelles se fit le montage de la travée.

Une grande crue se produisit effectivement pendant le montage, justifiant ainsi les mesures qu'on avait prises pour s'en garantir (fig. 676).



UTREFOIS, lorsque l'échafaudage *inférieur* était établi, on élevait au-dessus un *échafaudage supérieur*, qui servait à mettre en place les organes des poutres. La fig. 668 montre cet échafaudage supérieur en construction, pour la grande travée de 157 mètres du pont du Cincinnati Southern Ry. Les inconvénients étaient : l'augmentation de la dépense, et une perte de temps considérable qui, sur des rivières à crues rapides comme l'Ohio, augmentaient les chances d'accidents semblables à ceux que nous avons relatés (p. 395, 397).

Ç'a donc été un progrès considérable que de modifier les poutres américaines de manière à leur permettre de se soutenir sans échafaudages (de les rendre *self-sustaining*). Dès lors, avec l'aide de chariots du type *over-head*, ou *à jambes écartées (straddled legs)*, véritables portiques roulant sur des voies situées de part et d'autre et en dehors des fermes, le montage devenait une opération simple et facile. Ces chariots (fig. 364, 519, 520 et 559) comportent un étage supérieur, et des étages intermédiaires, fixes ou mobiles, aux niveaux des nœuds intermédiaires. En général ils sont munis, en avant, de bigues ou *derricks* qui servent au montage des fermes, tandis que des bigues semblables, situées à l'arrière du chariot, servent à la mise en place du contreventement.

Une bigue américaine, ou derrick, est l'engin le plus simple, le plus portatif et le plus pratique que l'on puisse imaginer. Il semble donc incompréhensible qu'il ne soit pas usité en Europe. Cet appareil se compose d'un mât *en bois*, muni, d'une part, à sa

partie inférieure, d'un tourillon, tournant dans une crapaudine, et maintenu, d'autre part, à sa partie supérieure, par un collier auquel sont attachés un certain nombre de haubans rayonnants. Ce mât porte un gui, ou flèche, également en bois, qui est mobile dans un plan vertical, autour d'une articulation qui le relie au mât[1]. Le gui a une inclinaison que l'on peut faire varier à l'aide de moufles, et supporte, à son extrémité libre, une poulie de renvoi sur laquelle passe un câble métallique, mû par une machine indépendante, qui sert à soulever les fardeaux : c'est absolument le système employé à bord des navires, quand on les décharge à l'aide de leurs treuils à vapeur. Seulement les treuils à vapeur *(hoisting engines)* dont se servent les entrepreneurs américains sont des appareils extrêmement puissants et perfectionnés, possédant jusqu'à 6 et même 8 poupées indépendantes : un seul de ces appareils manœuvre quelquefois plus de 1000 mètres de câbles et soulève des pièces dont le poids atteint 30 tonnes.

Nous avons donné dans le texte et dans l'atlas nombre de renseignements et de dessins auxquels on peut se reporter avec avantage. On y peut voir que, pour les ponts cantilevers, on est amené à modifier la forme des chariots, suivant qu'ils roulent sur la semelle supérieure ou sur la semelle inférieure. Dans ce dernier cas, les difficultés du montage sont accrues. La fig. 549 montre comment M. Shaler Smith les a évitées, au pont de Minnehaha, en se servant d'un chariot en *portique,* roulant sur une voie supportée extérieurement par des poutres transversales.

Pour le montage des viaducs (fig. 656), le principe est le même que pour les ponts cantilevers : *les chariots* cheminent généralement sur la partie déjà construite; et ils ont un porte-à-faux suffisant pour permettre de monter les tours, par étages, sans le secours d'échafaudages, et de déposer dessus les poutres toutes rivées. Les fig. 628-30 représentent le plus remarquable exemple de chariot de ce genre.

La fig. 677 montre un exemple de la méthode inverse, suivie au

1. — Certains de ces appareils atteignent à de très grandes dimensions : le mât et le gui sont alors armés en poutres Fink dans 4 plans orthogonaux.

viaduc de Saint-Paul, dont le montage se fit à l'aide d'un énorme chariot en forme de portique, haut de 60 mètres et roulant sur une voie posée au niveau du sol.



OUR monter une poutre sur échafaudages, on met d'abord en place la semelle inférieure, en commençant par l'extrémité fixe. Sous les nœuds, sont disposés des *blocs de cambrure (camber blocks)* qui donnent à la semelle le profil

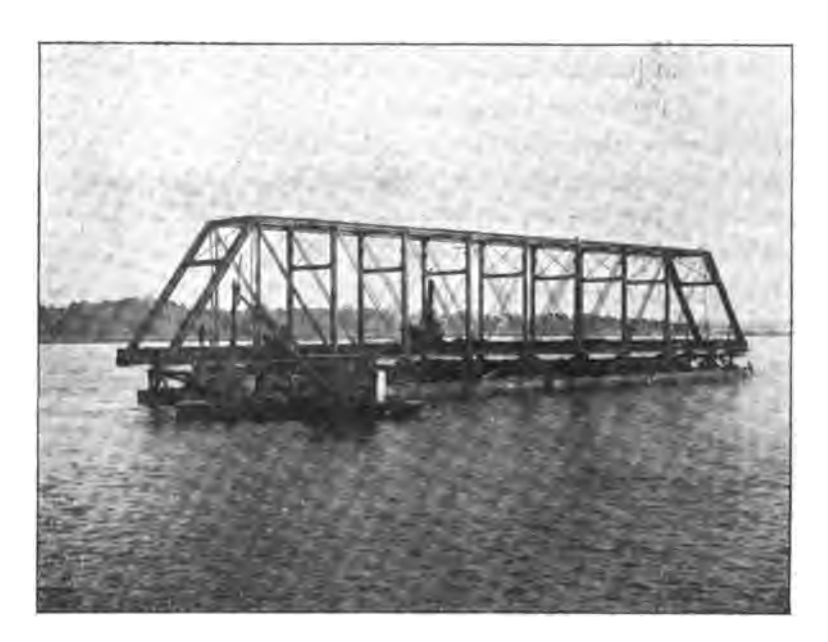


Fig. 685. — Transport par eau d'une travée de 76m,20 du Pont de Jacksonville sur le St-John's River. — 31 minutes apres le départ (Keystone Bridge Co).

en long correspondant à la cambrure. S'il s'agit alors d'une travée indépendante, on commence le montage par le panneau central, s'il y en a un, ou par un panneau attenant au montant central, dans le cas inverse, et l'on poursuit le travail en cheminant vers une des piles (fig. 679-683); puis, une moitié étant achevée, on ramène le chariot au point de départ et l'on achève de même l'autre moitié. Le tablier se pose dès que les organes de la travée sont en place.

Pour une console de rive de pont cantilever, on commence au contraire le montage par la base de la console, en se dirigeant vers l'ancrage.

La forme la plus simple des blocs de cambrure consiste dans un ensemble de deux coins maintenus par des clous. Mais on y substitue aussi des appareils permettant plus facilement le décintrement, — comme des vérins.

Ainsi que nous l'avons dit antérieurement, le rivetage des fermes ne se fait généralement qu'après le décintrement.

Le montage des consoles en porte-à-faux ou des viaducs n'implique aucun principe nouveau, mais nécessite la pose du tablier au fur et à mesure de l'avancement.

Enfin, nous avons décrit les procédés de transport, par eau, de ponts montés sur la rive, qui permettent de suppléer, dans certains cas, à l'emploi du système cantilever et sont, en général, plus économiques.

Les fig. 670-73 représentent les échafaudages du pont sur l'Ohio, et le mode de répartition de la charge sur les barges à charbon employées pour le transport. La durée de la manœuvre fut en tout, dans cet exemple, de 11 heures, pour une travée de 160 mètres. L'atlas en reproduit les diverses phases.

Au pont de Hawkesbury, les travées n'avaient que 126 mètres, mais les conditions étaient beaucoup plus dangereuses, à l'embouchure même d'un fleuve très large où les tempêtes étaient à craindre (fig. 689). Aussi se servit-on d'un ponton unique, sur lequel les travées étaient montées (fig. 483).

Deux de ces travées faillirent être perdues : la première, par suite de l'échouement du ponton sur un fond rocheux, où l'on craignit qu'il ne se rompît, à mer basse; la seconde, par la brusque arrivée d'une tempête, qui brisa l'amarre principale du ponton (voir p. 337) et le jeta, en dérive, contre les piles. On ne sauva la travée que parce que sa parfaite symétrie permit de la déposer sur les piles dans la position — inverse de la position voulue — où elle se présentait.

Dans chacun de ces genres de montage, de véritables tours de force ont été exécutés par les constructeurs américains.


ontages remarquables. — Nous avons cité de nombreuses preuves de la rapidité de construction des ouvrages articulés.

Les ponts cantilevers, notamment, en présentent des exemples d'autant plus remarquables, qu'on n'a généralement recours à ce genre d'ouvrages qu'en des points où se trouvent accumulées de grandes difficultés naturelles, telles que larges ouvertures sans support intermédiaire possible, ravins profonds, rivières à courant violent ou à crues dangereuses.

Le pont cantilever de Niagara, qui comprend deux travées latérales de 63^{m},30 et une travée centrale de 150^{m},92, reposant sur des tours de 39^{m},78, a été construit en 85 jours. Le pont de Saint-John (43^{m},73 — 145^{m},38 — 58^{m},22), en 80 jours *de travail* (91 de durée totale). Le viaduc de Tyrone (2 travées latérales de 68^{m},13 et une centrale de 167^{m},95, reposant sur des tours de près de 60 mètres) en *56 jours seulement.*

Pour les viaducs aussi, la rapidité de construction atteinte est faite pour étonner des ingénieurs européens : le viaduc de Kinzua, long de 624 mètres et haut de 92^{m},05, n'avait demandé que quatre mois. A l'aide des procédés nouveaux de montage, le viaduc de Pécos, qui mesure 664 mètres, avec une hauteur maxima de 97^{m},80, n'a pris que 57 jours.

Au viaduc de Panther Creek, grâce à l'emploi d'un contreventement rivé, les cadres étaient montés par étages. Le poids mis en place, par jour, dépassa la moyenne de 30^{T}, et la durée totale du montage, pour 503^{m},00 de longueur et 49^{m},00 d'élévation, ne fut que de *28 jours.*


ous avons déjà parlé du changement des poutres du viaduc de l'Appotomax. C'était un ancien ouvrage, construit en 1869 par Smith Latrobe & Co., qui se composait de 21 poutres Fink de 34^{m},13, reposant sur des piles en maçonnerie.

Pendant l'été de 1887, M. Frédérick H. Smith, successeur des premiers constructeurs, remplaça, *sans échafaudages*, les 21 tra-

vées Fink par 21 travées Pratt en fer et acier, de même portée et de même longueur de panneau.

M. Smith se servit, pour cela, d'une poutre mixte, volante, de 34m,13 de longueur, qui supportait les poutres et la voie pendant la substitution. La figure 678, empruntée à l'Engineering News, montre le transport de la poutre volante d'une travée à la suivante.

Cette opération se faisait ainsi qu'il suit : la poutre volante était suspendue, par l'intermédiaire de longs boulons, à sept paires de poutres en charpente, disposées transversalement sur des wagonnets. Les semelles et les montants de la poutre volante étaient en bois, et les tirants en fer; le contreventement était démontable, et la poutre, allégée de ce poids, ne pesait pas plus de 36 tonnes.

On déplaçait la travée mobile *extérieurement* aux fermes métalliques, et on la descendait sur les appuis. On calait dessus la travée Fink, à l'aide des mêmes poutres qui servaient sur les wagonnets. Le démontage des poutres anciennes et le montage des nouvelles s'exécutaient alors, à l'aide de deux chariots et de quatre équipes.

Le travail ne demanda en tout que 49 jours de *travail;* et il était achevé au bout de 60 jours. Le déplacement de la poutre volante ne prit jamais plus de 90 minutes; et la voie ne fut bloquée que pendant ces seuls intervalles.

M. John Kane, qui dirigeait les travaux, avait antérieurement exécuté, en 68 jours, une opération semblable pour un pont situé sur la Susquehanna, à Harrisburg, et composé de 10 travées Howe de 51m,81.

Cependant c'est surtout pour les travées libres que les Américains arrivent à une surprenante rapidité d'exécution.

M. Théodore Cooper affirme qu'une poutre américaine quelconque de 250' (76m,20) de portée peut *toujours* être montée en *une journée (one daylight)* de travail, et une travée de 122 mètres du pont de Cairo a été montée dans ce temps.

Mais le tour de force le plus extraordinaire est le montage, en *quatre journées,* d'une travée de 158 mètres de longueur, 18m,59 de hauteur et 7m,62 de largeur, pesant 933.060 kilogrammes, du

pont de Cairo. Le travail commença le 30 octobre 1888, à 2h,30 de l'après-midi, et le 3 novembre, à 2h,50, *sans aucun travail de nuit,* la travée entière était assemblée, avec le contreventement supérieur et un contreventement latéral provisoire en place. Les fig. 679-83 représentent, d'après des dessins publiés par la Rail Road Gazette, et qui sont la reproduction de photographies, l'état des travaux, pris chaque jour à 2h,30 de l'après-midi, et, le dernier jour, à 2h,50.

Ainsi qu'il a été dit, page 386, l'opération comprenait l'adduction de tous les matériaux, pris sur la rive, et leur mise en place.

Deux treuils à vapeur à six poupées indépendantes, de l'invention de M. W. Baird, et construits par M. J. G. Mundy, de Newark, suffisaient pour exécuter tout le travail. L'un servait à élever les membres métalliques, du niveau du chantier à celui des wagonnets situés sur la voie de la partie déjà construite; l'autre, à la mise en place de ces membres.

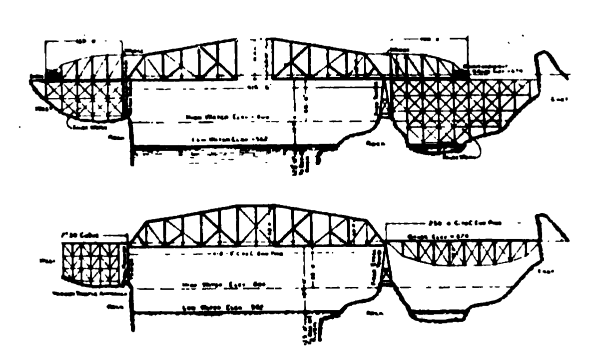


Fig. 686-687. — Montage en porte-à-faux d'une travée indépendante de 126m,95, sur la Colombie, par l'Edge Moor Bridge Co (d'après l'Engineering Record).

Le personnel employé chaque jour varia de 87 à 93, le nombre total de *journées* fournies étant de 364. Sur ce nombre, 12 hommes étaient chargés, sur le chantier, d'amener les matériaux à la grue. Douze autres les conduisaient au chariot de montage. Les monteurs étaient au nombre d'environ 25 par ferme, répartis, de chaque côté, comme il suit : 8 sur l'étage supérieur du chariot, 4 sur l'étage moyen (situé au niveau des nœuds intermédiaires), 8 au pied des fermes, 2 aux cordes de manœuvre, 2 à la machine, et un ingénieur. Le reste du personnel était occupé à la peinture et à diverses mains-d'œuvre sur l'échafaudage.

Les matériaux étaient délivrés sur le pont à l'extrémité de la première travée de 76 mètres (V. A.), soit à 312^{m},30 de l'origine de la travée. Ils étaient amenés sur un wagonnet de 9 tonnes environ de capacité. Les plus occupés furent les hommes employés sur le chantier, car les 29 derniers wagons d'acier, représentant un poids d'environ 500.000 tonnes, n'étaient arrivés que deux jours avant.

Nous avons cité antérieurement les autres détails remarquables du montage de ce pont, et notamment le déplacement successif des échafaudages, dont les cadres, hauts de 22 mètres, étaient enlevés et transportés d'une pièce.



E transport sur bateaux, lui-même, se prête à des opérations non moins étonnantes, par leur rapidité, pour les ponts de portée moyenne.

Les fig. 674, 675 et 678, représentent un transport de ce genre, exécuté par la Keystone Bridge Co, pour une travée de 76^{m},20 de portée du pont à simple voie de Jacksonville, Fla., sur le Saint-John's River. Cette travée, comme les figures l'indiquent, était déposée sur les piles *trente-sept minutes* après son départ de la rive.



OUS citerons pour finir un des plus remarquables exemples de l'ingéniosité des constructeurs américains.

Le Great Northern R. R. franchit la Colombie, auprès de Rock Island, en un point où la rivière, resserrée entre les rochers, s'est creusé un lit *profond de 38 mètres en basses eaux, et de 58 mètres en temps de crue*, où le courant est, en tout temps, *très rapide*. Le fleuve, qui a 190 mètres de largeur, en hautes eaux, est divisé en deux bras inégaux par un îlot rocheux (fig. 655 et 686-87). Il était impossible de songer à monter, dans de telles circonstances, un pont en place, sur échafaudages; on ne pouvait davantage recourir au système cantilever ordinaire, parce que le voisinage d'une falaise abrupte, à l'ouest, oblige la voie à entrer en courbe dès la rive. Enfin le courant ne permettait pas le transport par eau.

Dans ces conditions, l'Edge Moor Bridge Co a eu recours à la solution suivante :

Le pont se compose de deux travées, mesurant respectivement 126m,95 et 76m,20. Un pylone métallique, établi sur l'ilot rocheux, supporte les extrémités fixes des deux travées; l'extrémité mobile de la grande travée repose sur un cadre oscillant établi sur le bord même de la berge ouest, qui est à pic.

La travée principale fut construite comme une travée suspendue de pont cantilever, avec une semelle inférieure rivée, pour permettre le montage en porte-à-faux ; et l'on utilisa comme travées d'ancrage les deux moitiés de la travée de 76m,20, montées à l'envers, sur des échafaudages très rigides (fig. 686-87). Entre l'une et les autres on interposa, suivant l'usage, des tronçons de semelles munis d'ajustages à coins, qui seuls ne font pas partie de la construction définitive. Sur la rive ouest, pour éviter tout mouvement du cadre oscillant, on étançonna solidement contre la falaise l'extrémité de la demi-travée, et on l'y ancra, d'ailleurs, à l'aide de câbles métalliques fixés au rocher.

Au fur et à mesure du progrès du montage, le poids de la partie en surplomb était équilibré à l'aide de rails, comme le montre la fig. 686. Le montage s'accomplit avec une grande régularité, malgré une période de vents violents, et la jonction s'opéra sans aucune difficulté. Les moitiés de la travée de 76m,20 furent alors désassemblées et remontées, sur échafaudages, à leur place définitive.

VIII. — RÉSUMÉ.



Nous avons examiné, dans ce chapitre, les principes qui président au calcul des constructions métalliques et à la détermination des coefficients de travail ; nous avons décrit les méthodes d'essai, qui sont la base de la pratique américaine, et expliqué le choix des matériaux et des procédés de construction, qui en découlent; enfin nous avons rappelé les divers modes de montage, déjà mis en évidence par les descriptions particulières contenues dans les chapitres précédents.

De cette étude il ressort que, si les constructions articulées sont incontestablement préférables, *en principe*, aux constructions rivées, la supériorité de la *pratique américaine*, dans le développement si rationnel et si complet de ses procédés d'exécution et

d'épreuve, s'accuse d'une manière plus admirable encore. Car, tandis que la construction des ponts n'est considérée et traitée, en Europe, que comme une besogne d'un ordre relativement inférieur, elle occupe au contraire, en Amérique, le premier rang parmi les constructions mécaniques. Il n'est pas, en effet, d'organes, dans les machines même les plus parfaites, pour lesquels on s'attache à une *précision* plus complète, en ce qui concerne les calibres des œils et des chevilles, et le dressage de toutes les surfaces d'ajustage, — ni même aussi parfaite, en ce qui concerne la longueur des membres, — que celle *exigée* par les cahiers de charges et *réellement obtenue* dans les ponts et viaducs américains.



Fig. 688. — Transport par eau d'une travée de 76m.20 du Pont de Jacksonville. Vue montrant la travée déposée sur ses appuis, 37 minutes après le départ.

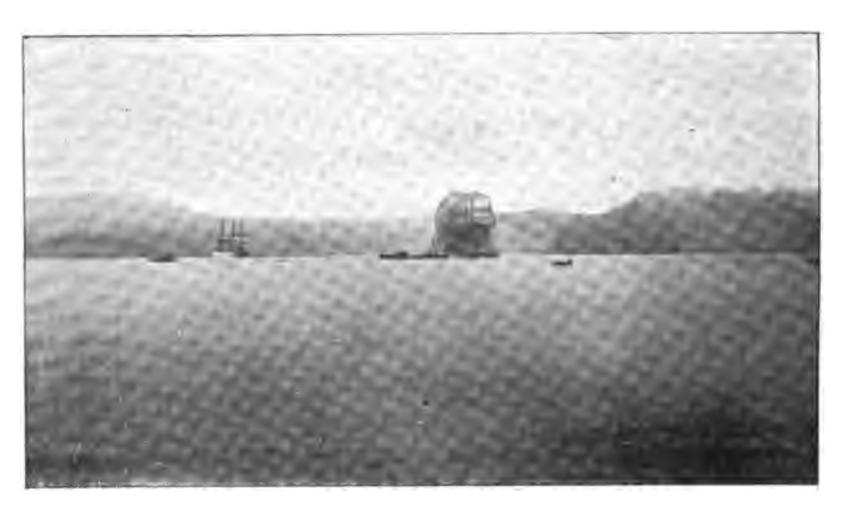


Fig. 689. — Pont construit aux Nouvelles Galles du Sud par l'Union Bridge Co., de New-York
Vue représentant une travée de $126^{m},00$, halée dans l'estuaire de la rivière de Hawkesbury

CHAPITRE XI

CONCLUSION



Les ponts, à quelque système qu'ils appartiennent, peuvent se classer en deux catégories principales, suivant qu'ils sont, ou non, *équilibrés*.

Les ponts *équilibrés* sont ceux dans lesquels, par suite de liaisons complètes assurant leur *indéformabilité géométrique*[1], les efforts internes se compensent : ces ponts ne transmettent dès lors aux appuis que la résultante de leur propre poids et des forces extérieures.

---

1. — Ces ponts sont néanmoins *mécaniquement déformables*, par suite de l'élasticité de la matière; mais la déformation elastique en est negligeable, au point de vue de ses effets extérieurs, lorsqu'elle n'est pas contrariée par la disposition des appuis.

Dans les ponts *non équilibrés*, au contraire, l'insuffisance des liaisons nécessite, en outre, pour faire équilibre aux efforts internes, l'intervention de réactions extérieures, fournies par les culées.

Les ponts en arc et les ponts suspendus ou en arc renversé, constituent la seconde catégorie; les bow-strings et les poutres indépendantes appartiennent à la première; enfin, les ponts cantilevers participent de l'une et de l'autre, car ce sont des *poutres* dont l'équilibre nécessite souvent un *ancrage*.

Les ponts non équilibrés sont les plus économiques. Cela est *évident, a priori*. En effet, l'arc droit ou renversé exige *sensiblement* moitié moins de métal que le bow-string, ou le bow-string renversé, dans lequel on fait équilibre à la poussée ou à la traction de *l'arc*, par *l'addition* d'une *corde* en métal, qui en rejoint les extrémités[1].

Des ponts non équilibrés, les ponts suspendus sont les plus économiques, parce qu'ils ont, naturellement, la position d'équilibre stable, tandis qu'un arc droit de même profil est en équilibre instable, et ne peut, par conséquent, conserver sa forme et sa position qu'au prix d'une certaine quantité de *métal additionnel*.

Les ponts suspendus présentent d'ailleurs un autre avantage : celui de permettre l'emploi du métal sous sa forme la plus légère, pour une résistance donnée.

Le métal additionnel qui, dans l'arc proprement dit, assurait la permanence de la forme, est reporté soit dans les tympans des ponts en arche, soit dans le réseau des bow-strings.

L'arche peut être beaucoup plus avantageuse que l'arc, surtout pour les petites portées où le poids mort est faible par rapport aux surcharges.

Si, dans le bow-string, l'arc conserve la forme correspondant à sa position d'équilibre, lorsqu'il était isolé, le réseau n'interviendra que pour en maintenir le profil, dans le cas de surcharges dissymétriques. Il demeurera donc léger.

1. — D'où le nom de ces ponts, qui veut dire *arc et corde*.

Mais si l'on modifie l'arc, en lui enlevant sa forme d'équilibre, ou en lui substituant un contour polygonal quelconque, le rôle du réseau dans la poutre ainsi formée ne sera plus seulement de résister aux déformations dues aux surcharges dissymétriques, mais aussi d'assurer, en tout temps, le maintien de la forme de la semelle, qui ne peut plus se soutenir par elle-même. Le réseau sera donc alourdi et le pont pèsera d'autant plus lourd qu'il s'écartera davantage du bow-string originel. Si l'on considère donc des poutres de même portée et de même hauteur, elles se classeront, toutes choses égales d'ailleurs, par ordre de poids croissants, de la manière suivante :

Bow-strings,
Poutres polygonales,
Poutres trapézoïdales,
Poutres rectangulaires.

D'autre part, puisque toute poutre correspond à un bow-string, le désavantage des ponts de faible hauteur éclate. Car, plus l'arc est surbaissé, plus il est lourd; — plus aussi la poussée ou la traction qu'il exerce est grande, et plus la corde qui la compense sera lourde.

Il en résulte, *a priori*, que les poutres *rectangulaires* usitées en France, dans lesquelles la hauteur ne dépasse guère 1/10 — ou au plus 1/8 — de la portée, sont plus lourdes que les poutres américaines *trapézoïdales* ou *polygonales*, où la hauteur varie entre 1/8 et 1/4 de l'ouverture.

Tout cela peut se démontrer facilement par le calcul ; mais l'algèbre est inutile, là où le raisonnement suffit.

Nous avons dit ailleurs qu'une poutre est d'autant plus économique qu'elle reporte plus directement les charges sur les appuis [1]. Cette règle est légèrement contrariée, dans les poutres américaines, parce que les membres de compression, rivés, sont plus lourds, à égalité de résistance, que les membres de tension,

1. — Cette vérité de sens commun se démontre très facilement par la statique graphique, en s'appuyant sur cette propriété élémentaire de la ligne droite, d'être le plus court chemin d'un point à un autre.

formés de barres à œils. Il en résulte, d'une part, que les poutres triangulaires sont plus économiques que les poutres Pratt, mais que l'avantage des poutres triangulaires sur les poutres Pratt est moindre en construction articulée qu'en construction rivée; d'autre part, que les poutres multiples sont, en général, un peu plus économiques que les poutres complexes [1].

La poutre en treillis, ou Warren multiple, usitée en France, est donc *à tous égards la plus avantageuse des poutres rivées*. Les seules améliorations dont le dessin en soit susceptible, *au point de vue de l'économie*, consisteraient dans l'adoption de la forme trapézoïdale et des larges goussets d'assemblage usités en Amérique (fig. 208).

MAIS nous ne nous attarderons pas sur ces distinctions entre poutres de même construction, parce qu'elles portent, en fait, sur des quantités très faibles. Ainsi, un bow-string symétrique (fig. 228-30) réalise une économie d'environ 9 °/₀ sur une ferme Linville double de même portée et de même hauteur; avec une poutre Pegram, l'économie sur la poutre Linville est d'environ 6 °/₀. Mais si l'on tient compte des poids totaux, tablier compris, l'économie s'abaisse, respectivement, à 7,6 °/₀ et 5,1 °/₀. Enfin, si l'on compare des poutres de même *profil* mais de dessins divers, les différences deviennent insignifiantes. C'est dire que les systèmes qui se prêtent à une construction simple à l'usine, par suite du petit nombre des formes différentes, ou qui présentent des facilités spéciales pour le montage, eu égard aux circonstances locales, sont toujours les plus avantageuses.

Ce sont ces considérations, et non une recherche illusoire de a réduction du poids de métal qui doivent guider dans le choix entre les diverses poutres types, simples ou complexes : car la véritable économie consiste dans l'harmonie des proportions [2] et dans la suppression de toute main-d'œuvre inutile.

1. — Voir page 320 (comparaison des poutres Pettit).
2. — Pour les poutres, les proportions les plus économiques sont celles pour lesquelles le reseau pèse autant que les semelles; pour les viaducs, les tours doivent peser autant que le tablier metallique.

Nous avons énuméré antérieurement (page 199) les motifs pour lesquels les poutres rivées pèsent *forcément*, à égalité de résistance, plus lourd que les poutres articulées. Cette différence s'accentue d'autant plus que la portée des ponts et la longueur des panneaux augmentent, parce que les têtes des barres à œils forment alors une proportion décroissante du poids des barres[1].

Quant à la valeur de l'économie réalisée par les systèmes articulés, elle varie, naturellement, suivant le mode de construction des ouvrages rivés et des ouvrages articulés : il est évident, notamment, qu'on allégerait les ouvrages rivés — toute question de dessin mise à part — en forgeant de larges têtes aux barres de treillis, dont la section nette pourrait ainsi égaler la section brute. Mais si l'on prend pour exemples deux poutres de 120 mètres de portée, ayant un même surbaissement de 1/8 et une même longueur de panneaux, et calculées pour une même surcharge[2], — l'une étant trapézoïdale, articulée, de système Linville double, et l'autre rectangulaire, rivée, en treillis ordinaire du système orthogonal quadruple, — l'économie réalisée par la première sur la seconde est de 14 °/o du poids de la première.

Si à l'emploi des poutres articulées on joint celui d'un système cantilever bien choisi, l'économie est encore plus considérable.

Nous en donnerons un exemple. Le viaduc du Kentucky River, qui est en fer, comprend trois travées égales de 114^{m},40, pesant, en tout, 1283 tonnes. D'après M. G. Lindenthal, la substitution au système cantilever de travées américaines indépendantes, établies d'ailleurs dans les *mêmes conditions* eût entraîné un excès de poids de 286 tonnes. L'emploi de poutres rivées de *mêmes proportions* aurait eu d'ailleurs pour effet une augmentation de poids de 526 tonnes.

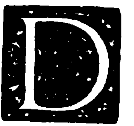
Il en résulte que dans ce cas particulier :

1° le système cantilever articulé, tel qu'il est exécuté, réalise, sur les poutres américaines indépendantes, une économie de 18,8 °/o ;

1. — Cette vérité n'est pas nouvelle. Voir les ouvrages de MM. Malézieux, Lavoinne et Pontzen.
2. — Celle du pont de Rulo.

Sur les poutres rivées ordinaires, une économie de 29 °/₀.

2° Les poutres américaines indépendantes réalisent, sur les poutres rivées[1], une économie de 12,6 °/₀.



ANS la comparaison qui précède, nous avons considéré des poutres rivées hypothétiques, que nous avons supposé établies avec la plus grande économie. Si maintenant nous passons à des exemples réels, *existants*, la supériorité des constructions américaines s'affirme d'une manière plus éclatante encore. Le tableau ci-après est édifiant à cet égard :

PONTS	OUVERTURES	NATURE DU MÉTAL	EFFORTS SPÉCIFIQUES ADMIS — Tension	EFFORTS SPÉCIFIQUES ADMIS — Compression	POIDS PAR MÈTRE COURANT
De Kuilenburg sur le Lek (Hollande).	150m,00	Fer (Tablier en acier).	10k	7k	14.380k
De Cairo (États-Unis).	158m,04	Acier.	≤ 9k,8	≤ 9k,1	5.918k

La grande travée de Kuilenburg est généralement citée, en Europe, comme un modèle : elle est du système Linville triple et a un surbaissement de 1/7,5; la semelle supérieure est courbe; le tablier est en acier; enfin les efforts spécifiques admis pour le fer sont très élevés : — toutes conditions éminemment favorables à l'économie. Cette travée est à double voie, et calculée pour une surcharge de 3.000 kilogrammes par mètre courant de simple voie. Une travée à simple voie[2] des mêmes proportions et de même résistance pèserait *au moins* 8.000 kilogrammes.

1. — Ce chiffre est un peu inférieur à celui de 14 °/₀ donné dans l'exemple précédent : cela tient à la différence de portée, mais surtout au surbaissement plus grand que la moyenne (1/10) des poutres du viaduc de Kentucky. Les joints des poutres de ce viaduc sont placés dans les conditions les plus avantageuses, mais une plus grande hauteur des poutres eût augmenté l'économie *absolue* de métal et l'économie *relative*, des poutres articulées.

2. Pour les ponts de portées courantes, M. l'Inspecteur général Desnoyers a établi qu'un pont à simple voie pèse les 11/20 du pont correspondant à double voie, ce qui ferait 7909k. Mais cette proportion n'est pas suffisante pour les grandes portées, en raison de l'élargissement nécessité pour la stabilité : les largeurs des ponts de Kuilenburg et de Cairo sont ainsi, respectivement, de 9m,26 et 7m,62.

Les travées de Cairo sont en acier; mais les efforts imposés à l'acier y sont comparables à ceux imposés au fer au pont de Kuilenburg. Les surcharges admises, par mètre courant, sont de 4.464^{k} pour les fermes, et 8.928^{k} pour le tablier, ce qui, avec la majoration usitée pour tenir compte des efforts dynamiques, assure une *résistance très supérieure à celle du pont hollandais*. Les poutres, surbaissées à 1/8,5, ont *8^{m},04 de plus* que la travée hollandaise. Elles se trouvent donc par rapport à celle-ci dans des conditions *incontestablement défavorables, au point de vue de l'économie*.

Cependant les travées de Cairo pèsent, par mètre courant, près de deux fois et demie (2,43 fois) moins que celle de Kuilenburg, et au moins 2.000 kilogrammes de moins (25 °/₀) que ne pèserait cette travée, si elle était à simple voie.

Mais la comparaison serait incomplète si l'on s'en tenait seulement à la mise en balance de ces résultats bruts. Ce qu'il *faut ajouter,* c'est que l'économie de main-d'œuvre sur le chantier est plus grande encore que l'économie de métal : il a fallu plus d'une année pour construire en place la travée de 150 mètres de Kuilenburg. Des deux travées de 158 mètres de Cairo, la première a été montée *en six jours,* la seconde *en quatre jours*.

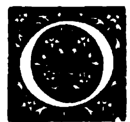
Est-il besoin de rien ajouter à un semblable parallèle?

Nous avons, à dessein, donné, pour chaque ouvrage décrit, les proportions, les surcharges, les efforts spécifiques et les poids. Ces éléments permettront à chacun de poursuivre, s'il en est besoin, d'autres comparaisons particulières[1]. Il semble donc inutile de multiplier ici les exemples.

Nous croyons cependant avoir successivement démontré, qu'essentiellement rationnelles en théorie, les constructions américaines réalisent, grâce à la perfection d'exécution de toutes leurs parties, le développement correct du principe qui leur sert de base, et qu'elles joignent à ces avantages une incontestable supériorité

1. — Il va de soi qu'il ne faut comparer que des choses comparables : il serait *absurde* d'établir un parallèle entre le pont du Douro, par exemple, et une poutre américaine : c'est dans le pont en arc de Saint-Louis, ou le viaduc de Washington que l'on trouverait des éléments de comparaison.

sur les constructions européennes, au triple point de vue de l'économie générale[1], de la rapidité de construction, et de la facilité de montage.

N ne peut quitter ce sujet sans donner une idée des conditions d'applicabilité des solutions variées que l'art américain met à la disposition des ingénieurs.

La plus grande portée atteinte, jusqu'à ce jour, par une poutre indépendante, est de 166^m,57. Mais on ne peut donner à de semblables poutres une hauteur économique qu'à la condition d'écarter proportionnellement les fermes. Les mêmes motifs limitent les applications des grands ponts en arc, malgré les avantages croissants qu'ils présentent d'ailleurs quand la portée augmente. Les ponts cantilevers se prêtent au contraire, en raison de leur continuité et de leur ancrage sur les piles, à des proportions plus avantageuses des fermes, sans nécessiter un aussi grand élargissement des poutres. C'est une nouvelle cause d'économie du système, pour les grandes portées.

Toutefois, les ponts équilibrés atteignent très rapidement leurs limites *pratiques* d'application. Il serait très coûteux de dépasser, avec le système cantilever, des portées de 600 à 700 mètres.

Pour les ouvertures supérieures, les ponts suspendus rigides sont préférables. Indépendamment de l'économie qu'ils présentent, par rapport aux ponts équilibrés, ils permettent d'employer le métal sous sa forme la plus résistante et d'alléger encore d'autant le poids mort. Le peu d'importance des charges vives par rapport à ce poids, l'impossibilité qui peut même se présenter, pour un grand ouvrage, de jamais réaliser les conditions complètes de chargement prévues dans les calculs[2] permettent d'ailleurs de réduire, sans inconvénient, le coefficient de sécurité. La Commission du pont sur l'Hudson a proposé une solution nouvelle qui assure d'une manière simple et parfaite la rigidité des grands ponts suspendus. Avec ce système, on peut atteindre à 1.000 mètres d'ou-

1. — Voir annexe XII.
2. — Voir p. 106.

verture pour une dépense comparable à celle d'un pont cantilever d'environ 700 mètres de portée.

Enfin, pour des portées plus grandes encore, on a proposé une solution mixte, comprenant des consoles reliées par une travée suspendue à un câble, qui se prêterait à des ouvertures atteignant au moins jusqu'à 1.600 mètres.

L'époque ne semble donc point prochaine, où les moyens mis dès maintenant par l'art américain à la disposition de l'ingénieur deviendront insuffisants pour satisfaire aux besoins de l'activité humaine. Deux motifs, au moins, empêcheront sans doute, longtemps encore, d'atteindre aux limites d'applicabilité des méthodes actuelles : l'énormité de la dépense et l'inutilité pratique de la plupart des grandes entreprises de ce genre.

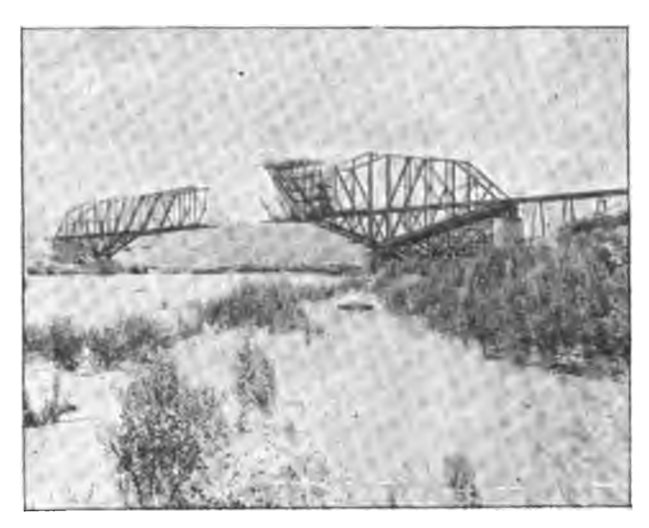


Fig. 690.
Vue du Pont Cantilever de Red-Rock, sur le Colorado, pendant le montage.



LORSQUE l'on étudie dans ses phases successives le développement des constructions métalliques, en Europe et en Amérique, pendant la seconde moitié de ce siècle, on ne peut qu'être frappé de la diversité des sorts de la rivure et de l'articulation.

D'une part, les constructions rivées apparaissent, dès leur origine, pour ainsi dire parfaites, des deux côtés de l'Atlantique. Dès le début, en effet, s'affirment ces trois éléments constitutifs des diverses classes de poutres rivées : la tôle pleine, le tube cylindrique et le treillis. Quant à la rivure en elle-même, elle ne diffère point dès les premiers ponts, de ce qu'elle est de nos jours. C'est donc, en somme, un *art stationnaire,* qui en est resté, à part le perfectionnement de l'outillage et ses conséquences, aux procédés de Stephenson, de Brunel, et des illustres ingénieurs français qui ont eu le privilège de le répandre dans l'Europe entière.

Tout différent a été, d'autre part, le sort des constructions articulées. Elles étaient, à l'origine, fort inférieures aux constructions rivées : à la fois compliquées, imparfaites et peu sûres. Il a fallu un demi-siècle d'efforts persistants et d'expériences méthodiques, et le concours de tous les premiers ingénieurs de l'Amérique, pour en dégager complètement les méthodes et en fixer les règles. Mais aussi chaque étape, bien que pénible, était un progrès. Et dès 1870, bien qu'on en fût encore aux montants en fonte du pont de Steubenville ou aux quadruples fermes à emboîtements du pont de Louisville (fig. 75-79), M. l'inspecteur général Malézieux saluait l'avènement de l'art nouveau qui s'annonçait sous d'aussi remarquables auspices.

Dans sa conclusion, qu'il est utile de relire, M. Malézieux mettait en relief les avantages des constructions articulées et les principes, encore mal dégagés, de la méthode américaine — notamment cette règle fondamentale en vertu de laquelle, contrairement aux usages européens de l'époque, le métal doit toujours travailler à la tension, plutôt qu'à la compression. Il signalait cette préoccupation, bien antérieure aux expériences allemandes, de ne jamais exposer les membres à des renversements d'efforts, parce qu'il n'est pas « logique de croire que les mêmes organes puissent, « brusquement et impunément, passer de la tension extrême à « l'extrême compression. »

Et M. Malézieux concluait :

« Quand des innovations se produisent sous la double autorité « de principes aussi rationnels et d'applications si considérables,

« elles ont droit, croyons-nous, à toute l'attention des hommes « du métier. »

Sept ans plus tard même, en 1877, — époque où s'arrête l'ouvrage de MM. Lavoinne et Pontzen, — les méthodes modernes commençaient seulement à se former, encore indécises sur leur véritable voie, mélange hybride de construction rigide et articulée, bien que fort différentes, à la fois, des œuvres antérieures des ingénieurs américains, ou contemporaines, des ingénieurs européens.

Et MM. Lavoinne et Pontzen, dans une conclusion qu'il faut également relire, signalaient : d'une part, les inconvénients de la légèreté des fermes américaines de petite portée, des contreventements ordinaires, et de la tolérance alors admise sur la longueur des barres; — d'autre part, les nombreux avantages des constructions articulées au point de vue de la répartition des efforts, de la conservation, de l'économie, de la facilité de montage, etc....

Dix-neuf années se sont écoulées depuis lors; et ces dix-neuf années ont amené le parachèvement définitif de l'outil merveilleux, — à la fois le plus rationnel et le plus souple que l'on ait conçu jusqu'à ce jour, — grâce auquel des œuvres d'une surprenante hardiesse, jusqu'alors impossibles, s'exécutent maintenant dans des conditions de rapidité sans égales, d'économie et de sécurité.

Les dernières objections se sont évanouies :

Les petites travées articulées trop légères ont cédé la place aux poutres rivées;

Le contreventement articulé disparaît ou devient robuste;

Les contretirants eux-mêmes, organes exposés à des vibrations, manquent dans les fermes nouvelles, depuis que des expériences probantes ont permis d'assigner une limite inoffensive aux valeurs des efforts alternatifs;

L'exactitude réalisée par les procédés de fabrication actuels est absolue;

Enfin les prix du métal et du travail s'abaissent chaque jour, par le progrès constant des méthodes et des machines.



ussi, dès qu'une grande entreprise s'ouvre dans une quelconque des parties du monde où rien n'entrave la libre concurrence, les Américains l'emportent sans lutte possible.

Est-il un exemple plus frappant que celui du pont de Hawkesbury? En 1884, le gouvernement des Nouvelles-Galles du Sud ouvrait un concours entre les constructeurs du monde entier. Quatorze concurrents présentèrent des projets : les trois premiers furent ceux des Compagnies américaines (Phœnix, Edge Moor, Union); un seul concurrent français s'était présenté : il fut classé treizième, par ordre de prix, avec un projet *inexécutable*.

Le contrat fut confié à l'Union Bridge Co qui, malgré la distance, malgré les difficultés accumulées, achevait en deux ans et quatre mois l'un de ses plus beaux ouvrages.

Déjà, MM. Lavoinne et Pontzen citaient d'autres exemples :

« Au Canada, où les chemins de fer sont dirigés par des ingé-
« nieurs anglais, ce sont les maisons américaines qui construisent
« la plupart des ponts métalliques...[1] »

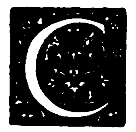
« Au Pérou, où l'on a fait d'abord l'essai, pour le chemin de
« fer de la Cordillère, de ponts construits en Angleterre et en
« France, la préférence a été finalement donnée aux ponts amé-
« ricains, après le succès complet du viaduc de Verrugas, dont le
« montage, pour une longueur de tablier de $162^m,50$, et trois
« piles, dont une de $76^m,80$ de hauteur, a demandé moins de
« temps (trois mois et demi), que l'érection d'un pont de 50 mètres
« d'ouverture en treillis, construit par une maison française. Un
« autre pont de 51 mètres, de construction anglaise, celui de
« Pacosmayo, qui s'était rompu à l'épreuve sous une charge de
« 50 tonnes, qui pesait 127 tonnes, et avait demandé huit
« semaines de montage, a été remplacé par un pont du système
« triangulaire pesant seulement 61 tonnes et monté en huit
« jours. »

1. — Depuis lors, il s'est établi, au Canada même, des usines de construction *articulée*, et le Canada n'est plus tributaire des Américains.

De nos jours, il ne faudrait pas plus d'une *demi-journée* pour monter un pont articulé de 61 tonnes.

Mais il est inutile de multiplier ces exemples; la vérité s'impose: entre les procédés simples et économiques des Américains, dont *la perfection seule fait le prix*, et la construction lente et fastidieuse des ponts rivés pour lesquels *c'est le temps perdu qui coûte le plus*, la comparaison n'est plus à faire.

Nous n'insisterons donc point sur ce parallèle qui a été suffisamment développé dans le cours de ce livre. Nous voulons seulement expliquer notre but et le développement considérable que nous avons donné à certaines parties qui avaient été laissées de côté par nos devanciers.



'EST que nous avons voulu réunir les éléments nécessaires pour permettre, dans tous leurs détails, l'application des méthodes américaines.

Un courant d'opinion tend à se produire, en effet, depuis quelques années, en faveur de méthodes nouvelles : de savantes recherches, auxquelles nous avons fait allusion, sont venues jeter le trouble dans l'antique confiance qu'inspiraient les constructions rivées. Les anciens dieux ne sont point morts, mais leur culte diminue.

Une étude des méthodes, très différentes des nôtres, par lesquelles les ingénieurs américains atteignent aux plus formidables résultats, vient donc peut-être à son heure. C'est pour ce motif que nous nous sommes efforcé de donner à notre travail un caractère essentiellement pratique. Réduit à faire un choix parmi des œuvres innombrables, nous nous sommes arrêté à celles qui nous semblaient les plus propres à donner une idée complète de la variété et de la richesse des méthodes. Nous avons tenu, dans ce but, à produire autant que possible des dessins d'exécution complets des ouvrages représentés, au lieu de simples images, impropres à aucun usage. Et nous serions heureux, dans notre conviction intime de la supériorité de ces méthodes, d'en voir tenter l'application par les ingénieurs français.

Toutefois — nous l'avons dit, et c'est un point sur lequel on ne

saurait trop insister — **LA CONSTRUCTION ARTICULÉE NE SOUFFRE POINT, COMME LA RIVURE, LA MÉDIOCRITÉ D'EXÉCUTION.** Or, il est *incontestable* que la plupart des constructeurs européens sont loin d'atteindre à la perfection qui est exigée en Amérique. Ce qui, chez nous, n'est en somme que de la *grosse chaudronnerie* relève, de l'autre côté de l'Océan, de la *construction mécanique la plus soignée*. Certains ponts — comme le pont de Memphis, pour ne citer qu'un exemple — sont de véritables *chefs-d'œuvre*, à cet égard. Et nous ne verrions point, sans crainte, confier l'exécution du *premier* pont articulé européen à un entrepreneur *qui ferait ses débuts dans le genre*. La fabrication et l'ajustage des organes essentiels exigent, indépendamment d'un matériel spécial, une longue expérience et une habileté consommée, parfois même des tours de main, — toutes choses qui ne peuvent s'improviser en un jour.

D'autre part, ainsi que nous l'avons signalé, les ingénieurs américains restreignent, sur leurs voies ferrées, aux portées supérieures à une limite qui varie de 30 à 45 mètres, les applications des poutres articulées. Or les ponts qui dépassent cette portée ne sont point très nombreux en France. C'est là un second motif qui doit limiter l'emploi des systèmes articulés pour les ponts de chemins de fer. Mais il convient de remarquer que, malgré la petitesse de nos fleuves, il y aurait souvent avantage à recourir à de plus grandes ouvertures pour éviter des fondations coûteuses. Il est incontestable, par exemple, que certains grands ponts construits sur la Dordogne auraient été conçus, en Amérique, sur un plan tout différent.


u surplus, indépendamment du principe même qui leur sert de base — de l'articulation — l'étude des travaux des ingénieurs américains est profondément instructive. Nulle part, en effet, les problèmes ne se présentent plus variés; nulle part, les difficultés naturelles ne se dressent plus grandes, plus insurmontables en apparence. Mais à chaque nouvel obstacle une méthode nouvelle surgit qui permet de le vaincre : certaines rivières ont un lit de vase sans fond; les caissons ouverts, foncés par dragages, vont chercher un appui que

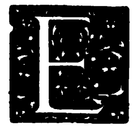
l'air comprimé n'aurait jamais permis d'atteindre. La profondeur de ravins escarpés comme celui de Niagara, la violence du courant ou le régime dangereux de certaines rivières, la largeur de bras de mer tel que ceux de Saint-John et du Firth of Forth semblaient arrêter pour jamais le développement des chemins de fer : le pont cantilever a bon marché de semblables obstacles; il s'élance de chaque rive, étendant l'un vers l'autre ses deux bras dans l'espace, par-dessus les abîmes, les rapides, les détroits; et simplement, sans effort, à l'aide d'une manœuvre qui ne demande que du doigté, les deux bras se rejoignent et se donnent la main[1].

L'impression que ressent l'ingénieur transporté dans ce pays de féerie est un émerveillement continu qui commence dès l'arrivée en rade de New-York, devant l'admirable pont de Brooklyn. Les dimensions colossales de tous les ponts que l'on rencontre sur certains fleuves, comme l'Ohio, la hardiesse des viaducs, projetant à des hauteurs inusitées leurs dentelles sur le ciel, l'énorme masse des grandes travées tournantes, évoluant sur une pile unique, sont choses faites pour frapper l'imagination. Les ouvrages même qui ont coûté le plus de peine ne conservent point, comme d'ordinaire les œuvres des ingénieurs anglais, cette apparence de lourdeur qui semble trahir, non la puissance, mais le labeur du constructeur. Tout, en Amérique, paraît simple, facile; et l'on pourrait multiplier à l'infini les descriptions de ces solutions heureuses, dont nous avons cité tant d'exemples, et qui décèlent chez leurs auteurs le *génie de l'à-propos*. Nous en donnerons, pour terminer, une dernière preuve :

La plupart des chemins de fer du Colorado circulent, sur une grande partie de leur longueur, au fond de *canyons* resserrés, véritables précipices à parois verticales, où ils ont dû disputer aux torrents la moitié de leur lit. En certains points, pourtant, le couloir était tellement étroit qu'il était impossible de songer à y établir les terrassements de la voie ferrée. Un dispendieux tunnel

1. — La planche de photogravure qui représente le montage du pont de Red-Rock est suggestive à cet égard : on peut y voir que six hommes aux coins, et deux aux chevilles, suffisent pour fermer une travée cantilever *américaine* de 200 mètres. (V. A.)

semblait nécessaire. Qu'ont fait les ingénieurs américains? Ils ont lancé, pour une dépense modique, au-dessus du torrent, des plateformes métalliques qui en suivent le cours : dans la Gorge Royale de l'Arkansas (fig. 691-92), la poutre pleine qui supporte la voie est suspendue à des paires de fermes, dont les arbalétriers s'appuient sur les deux parois de rocher; dans l'Apache Canyon du Rio Galisteo, c'est sur de véritables *jambes*, arc-boutées contre les deux rives, que repose le pont (fig. 691).


NFIN, de la partie historique de cette étude se dégage une leçon plus haute encore, si l'on considère l'antithèse qu'elle met en lumière, entre les *idées*, immuables dans le temps, et les *moyens*, que chaque génération

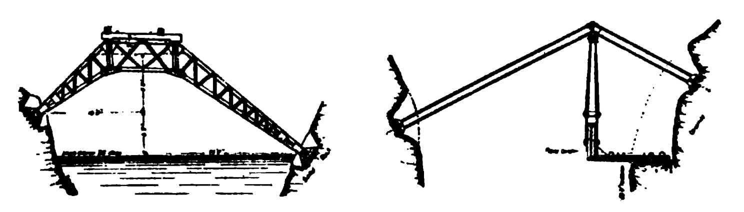


Fig. 691-92. — Ponts de l'Apache Canyon et de la Royal Gorge.

développe. Est-il, en effet, un art plus *original*, plus *personnel* que celui des constructeurs américains? Pourtant, la plus féconde invention contemporaine de cet art, — le pont cantilever, — existe, appliquée dans l'intégrité de son principe, dans des monuments égyptiens vieux d'au moins deux mille quatre cents ans. Et la cheville elle-même, base de l'art américain, ne remonte-t-elle pas à l'origine de toute construction en charpente? Preuves péremptoires de la vanité de toutes les querelles qui tendent à la revendication d'une *idée!* Les grandes idées sont le patrimoine de l'humanité; le lot du génie est de les produire à leur heure, en leur donnant *la forme*, qui constitue l'invention.

Que d'aucuns, prompts à l'induction et jaloux de créer des systèmes, arguent des progrès *matériels* de l'humanité pour prouver la perfectibilité de *l'esprit* humain, — ce sont raisonnements de philosophes. Le fait incontestable, c'est que la base du progrès

réside dans *l'imitation*. Ce que le génie produit, l'imitation le répand par le monde. Celui qui n'imite point, qui se confine dans le développement restreint de ses méthodes particulières, limite sa puissance et tourne en un cercle. L'adoption des moyens nouveaux que nous avons décrits ouvrirait aux constructeurs français un champ qu'ils n'ont pas encore exploré. Elle viendrait d'ailleurs à point, à cette époque d'expansion coloniale.

Cela peut, il est vrai, sembler une tentative ardue, dans un pays aux traditions essentiellement littéraires, où, comme dans l'ancienne Athènes, un bon mot vaut souvent mieux qu'un argument solide, de venir proposer en modèles les méthodes *américaines*, alors que cette seule épithète suffit pour évoquer, au moins, chez le vulgaire, l'idée de folle témérité. Mais nous avons montré ce que valent de semblables préjugés.

Le dédain oriental des civilisations anciennes pour les pays nouveaux, où le soleil se couche plus tard, n'est d'ailleurs pas le fait d'ingénieurs. Témoins, dans toutes les branches de la mécanique et de l'électricité industrielles, les innombrables emprunts faits aux inventions des ingénieurs américains — emprunts dont elles vivent maintenant, il faut le reconnaître.



Si donc les constructions américaines seules ne se sont pas fait une place en Europe, jusqu'à ce jour, c'est, pensons-nous, qu'elles y étaient insuffisamment connues; c'est que les principes en semblaient sans doute ingénieux et hardis, mais que l'on ne possédait point, sur leur réalisation matérielle, les renseignements précis qui peuvent convaincre et permettent d'imiter; c'est enfin parce que les éléments essentiels en sont, pour la plupart, nouveaux, ou n'ont, du moins, acquis leur complet développement que dans le cours de ces quinze dernières années.

Maintenant, l'art américain est sorti de cette période hésitante d'enfantement, qui se signale, en toutes choses, par l'absence d'une orientation fixe dans les recherches, par la divergence des essais et par la complication des formes et des moyens. C'est, aujourd'hui, un tout complet et homogène, comportant des règles peu

nombreuses, mais bien établies, et disposant, pour chaque cas, de solutions éprouvées dont on ne s'écarte plus guère. Sans doute, il conserve toute sa souplesse et n'est point condamné à l'invariabilité des choses qui ne progressent plus; mais il a atteint le degré de perfection nécessaire pour pouvoir être accepté, dans son intégrité, par un Corps d'Ingénieurs auquel d'immuables traditions d'honnêteté et de conscience interdisent les expériences aventureuses.

Alors même que certains principes de l'art américain ne devraient point passer, en Europe, dans les usages courants, l'étude n'en demeurerait pas moins féconde, par la variété et la richesse des méthodes qu'il met à la disposition de l'ingénieur. C'est un trésor, qui s'accroît sans cesse, d'idées nouvelles et ingénieuses, de solutions complètes et bien appropriées, de moyens pratiques, expéditifs et économiques, où chacun peut avoir avantage à puiser : car la vérité tout entière n'est pas le fait d'un homme, ni d'une époque.

FIN DE LA PREMIÈRE PARTIE



Fig. 693. — Vue du Pont de la Gorge Royale de l'Arkansas.


ANNEXES

BARRES A ŒILS EN FER, FORGÉES AU MARTEAU

Largeur de la barre.	Diamètre de la cheville.	DIMENSIONS de LA TÊTE. H	h	c	R = r	R'	Proportion par rapport au corps de la barre: De la section transversale nette de la tête.	Du diamètre de la cheville.	Excès de longueur de la barre sur la distance des centres des œils, pour deux têtes finies: Œils déduits.	Œils non déduits.	Déchet de la fabrication 3 °/oo
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			mm	mm	mm
63.5	92.1	187.4	103.2	9.5	93.7	139.8	1.50	1.45	603.6	813.3	254.1
63.5	104.8	200.1	111.2	11.1	100.1	146.1	1.50	1.65	686.2	956.3	289.1
63.5	117.5	212.8	117.5	11.1	106.4	158.8	1.50	1.85	749.8	1092.9	330.4
63.5	130.3	225.6	122.3	9.5	122.8	177.9	1.50	2.03	800.6	1220.0	368.5
76.2	92.1	206.5	116.0	12.7	103.3	146.1	1.50	1.21	648.1	826.0	267.8
76.2	117.5	235.1	130.2	12.7	117.5	170.0	1.54	1.54	803.8	1089.7	327.2
76.2	136.6	254.1	139.8	12.7	127.1	189.0	1.54	1.79	899.1	1280.3	384.4
76.2	104.8	219.2	122.3	12.7	109.6	162.0	1.50	1.38	708.5	937.2	292.8
88.9	92.1	228.7	128.7	14.3	114.4	160.4	1.54	1.04	705.3	857.8	260.5
88.9	111.2	244.6	136.6	14.3	122.3	177.9	1.50	1.25	772.0	988.1	295.4
88.9	130.2	266.8	148.5	15.1	133.4	192.2	1.54	1.46	902.3	1200.9	362.2
88.9	143.0	279.6	154.1	14.3	139.8	204.9	1.54	1.61	959.5	1305.7	390.8
101.7	92.1	244.6	135.0	15.9	122.3	168.4	1.50	0.91	705.3	838.7	254.2
101.7	104.8	262.1	147.7	16.7	131.0	183.5	1.55	1.03	813.3	984.9	298.6
101.7	123.9	276.4	154.1	15.9	138.2	200.1	1.50	1.22	851.4	1092.9	330.4
101.7	136.6	289.1	162.0	17.5	144.5	206.5	1.50	1.34	930.9	1220.0	368.5
127.1	92.1	282.7	160.4	19.1	141.4	187.4	1.50	0.73	772.0	876.9	265.8
127.1	104.8	295.4	166.8	19.1	147.7	200.1	1.50	0.83	826.0	965.8	292.3
127.1	123.9	317.7	177.9	19.1	158.8	220.8	1.53	0.98	946.8	1134.2	349.9
127.1	130.2	320.9	179.5	19.1	160.4	225.6	1.50	1.03	949.9	1156.4	359.5
127.1	142.9	333.6	185.8	19.1	154.1	238.3	1.50	1.13	1010.3	1261.3	378.1
127.1	174.7	368.5	204.9	20.7	184.2	266.9	1.53	1.38	1210.4	1588.5	476.6
127.1	155.7	346.3	192.2	19.1	173.1	251.0	1.50	1.23	1077.0	1378.8	413.0
139.8	114.8	314.5	177.9	20.6	157.3	209.7	1.50	0.75	861.0	981.7	295.4
139.8	123.9	334.1	188.2	21.4	166.8	228.7	1.50	0.89	959.5	1131.0	336.8
139.8	149.3	359.0	200.1	20.6	179.5	254.1	1.50	1.07	1070.7	1321.7	393.9
152.5	104.8	333.6	189.0	22.2	166.8	219.2	1.50	0.69	895.9	1010.3	301.8
152.5	123.9	352.6	198.6	22.2	176.3	238.3	1.50	0.81	981.9	1143.7	343.1
152.5	130.2	359.0	203.3	23.8	179.5	244.6	1.50	0.85	1013.5	1188.2	355.8
152.5	136.6	365.3	204.9	22.2	182.7	250.9	1.50	0.90	1032.5	1226.4	368.5
152.5	149.3	378.0	212.8	23.8	189.0	265.3	1.50	0.98	1118.3	1347.0	406.7
152.5	162.0	390.7	217.6	22.2	195.4	276.4	1.50	1.06	1162.8	1432.8	428.9
177.9	130.2	397.1	225.5	26.7	198.6	263.7	1.50	0.73	1080.2	1232.7	368.5
177.9	143.0	409.8	231.9	26.7	204.4	276.4	1.50	0.80	1146.9	1328.0	400.3
177.9	162.0	428.9	241.4	26.7	214.4	295.4	1.50	0.91	1239.1	1471.1	441.5
177.9	174.7	441.6	247.8	26.7	220.8	308.2	1.50	0.98	1296.2	1563.1	472.2
203.3	152.5	457.5	260.5	31.8	228.7	305.0	1.50	0.75	1264.5	1445.6	435.2
203.3	130.2	359.0	201.7	22.2	179.5	244.6	1.13	0.64	660.8	787.9	235.1
203.3	143.0	371.7	209.7	23.8	185.8	257.3	1.13	0.70	702.1	861.0	257.4
203.3	162.0	390.7	219.2	23.8	195.4	276.4	1.13	0.80	762.5	965.8	292.3

MÉTAL NÉCESSAIRE POUR DEUX TÊTES (Déchet compris).													
REFOULEMENT	MISES LATÉRALES			MISES AVEC BOUCLES									
				Barre.	Tôle.	Boucle.		Tôles supérieures et inférieures					
Ajouter à la longueur de la barre, comptée de centre en centre des œils.	Ajouter à la longueur de la barre, comptée de centre en centre des œils.	Id. — pour les mises.	Excès total de longueur nécessaire.	Ajouter à la longueur de la barre comptée de c. en c. des œils	Nombre de pièces.	Largeur.	Longueur.	Nombre.	Dimensions.	Épaisseur.	Longueur de barre équivalente au métal nécessaire pour deux têtes.
mm	mm	mm	mm								
1067.5	177.9	889.6	1067.5								
1245.4	203.3	1042.1	1245.4								
1423.3	216.0	1207.3	1423.3								
1588.5	216.0	1372.5	1588.5								
1073.8	209.7	864.1	1073.8								
1416.9	228.7	1188.2	1416.9								
1664.7	254.1	1410.6	1664.7								
1220.0	216.0	1004.0	1220.0								
1118.3	228.7	889.6	1118.3								
1283.5	241.4	1042.1	1283.5								
1563.1	266.9	1296.2	1563.1								
1696.5	285.9	1410.6	1696.5								
1092.9	241.4	851.5	1092.9								
1283.5	254.1	1027.4	1283.5								
1423.3	266.9	1155.4	1423.3								
1588.5	279.6	1308.9	1588.5								
				mm		mm	mm		mm mm		mm
1143.7	279.6	864.1	1143.7	101.7	1	63.5	1270.8	4	235.1×279.6	Un quart de l'épaisseur de la barre	1238.1
1258.1	292.3	965.8	1258.1	88.9	1	69.9	1321.7	4	247.8×292.3		1385.2
1474.1	317.7	1156.4	1474.1	101.7	1	76.2	1423.3	4	260.5×305.0		1582.2
1505.9	305.0	1200.9	1505.9	50.8	1	88.9	1435.7	4	266.9×285.1		1658.4
1639.4	330.4	1309.0	1639.4	101.7	1	88.9	1493.2	4	266.9×308.2		1791.9
2065.1	368.5	1696.6	2065.1	101.7	1	101.7	1626.7	4	305.0×355.8		2255.7
1791.8	343.1	1448.7	1791.8	101.7	1	88.9	1531.3	4	285.9×355.8		1976.1
1277.1	305.0	972.1	1277.1	101.7	1	76.2	1436.0	4	241.4×292.3		1385.2
1467.8	330.4	1137.4	1467.8	50.8	1	88.9	1512.3	4	279.6×305.0		1626.7
1715.6	355.8	1359.8	1715.6	114.4	1	88.9	1588.5	4	292.3×355.8		1868.1
1312.1	330.4	981.7	1312.1	101.7	1	76.2	1505.9	4	292.3×317.7		1467.8
1486.8	343.1	1143.7	1486.8	63.5	1	88.9	1588.5	4	292.3×330.4		1626.7
1544.0	355.8	1188.2	1544.0	101.7	1	88.9	1626.7	4	305.0×330.4		1715.6
1594.9	355.8	1239.1	1594.9	114.4	1	88.9	1658.4	4	292.3×355.8		1766.4
1753.7	368.5	1385.2	1753.7	76.2	1	101.7	1683.8	4	305.0×355.8		1906.2
1861.7	393.9	1467.8	1861.7	76.2	1	101.7	1728.3	4	330.4×368.5		2027.0
1601.2	393.9	1207.3	1601.2	114.4	1	88.9	1779.1	4	330.4×393.9		1734.7
1728.3	406.7	1321.6	1728.3	88.9	1	101.7	1855.4	4	330.4×393.9		1880.8
1912.6	419.4	1493.2	1912.6	139.8	1	101.7	1906.2	4	355.8×438.4		2109.6
2033.3	432.1	1601.2	2033.3	114.4	1	114.4	1969.8	4	352.2×419.3		2236.7
1880.8	432.1	1448.7	1880.8	152.5	1	101.7	1880.8	4	387.6×463.8		1976.1
1023.0	317.7	705.3	1023.0	114.4	1	63.5	1601.2	4	305.0×355.8		1150.1
1118.3	343.1	775.2	1118.3	101.7	1	69.9	1677.5	4	305.0×355.8		1213.6
1258.1	368.5	889.6	1258.1	101.7	1	76.2	1849.1	4	330.4×368.5		1397.9

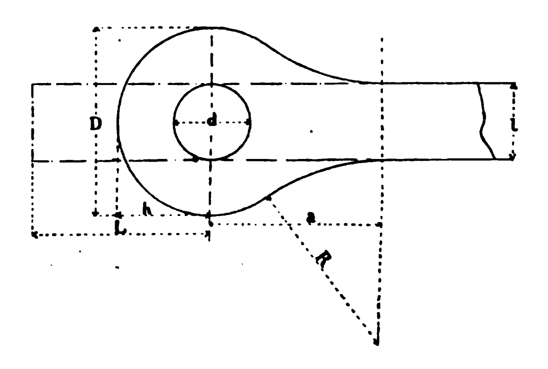


Fig. 691.
Tête circulaire des barres à œils en acier (Annexes II à VI).

Annexe II.

BARRES A ŒILS EN ACIER FABRIQUÉES PAR L'UNION BRIDGE CO. A ATHENS.

Dimensions réglementaires (voir fig. 691).

Largeur de la barre l.	Diamètre de la tête D = R	Diamètre de la plus forte cheville d.	Excès de la section nette transversale de la tête, sur le corps de la barre : pour cent. Tête de la même épaisseur que la barre.	Barre de 25mm,4 d'épaisseur. Tête de 1mm,6 plus épaisse.	Barre de 50mm,8 d'épaisseur. Barre de 1mm,6 plus épaisse.	Excès de longueur 2 L à donner à la barre par rapport à la dist. des centres des œils, pour 2 têtes.
mm	mm	mm				mm
76.2	152.5	50.8	33 1/3	41	37 1/2	
	165.2	63.5	33 1/3	41	37 1/2	
	177.9	76.2	33 1/3	41	37 1/2	
	190.6	88.9	33 1/3	41	37 1/2	
	203.3	98.4	37 1/2	46	41	
	216.0	111.2	37 1/2	46	41	495.6
	228.7	123.9	37 1/2	46	41	
	241.4	136.6	37 1/2	46	41	
	251.1	149.3	37 1/2	46	41	
101.7	203.3	69.9	31	39	35	
	216.0	82.6	31	39	35	
	228.7	95.3	31	39	35	381.2
	241.4	108.0	31	39	35	
	254.1	117.5	34	42	38	508.3
	266.8	130.2	34	42	38	
	279.6	139.8	37 1/2	46	42	622.7
	292.3	152.5	37 1/2	46	42	
	305.0	165.2	37 1/2	46	42	787.9
127.1	251.1	88.9	30	38	34	
	266.8	101.7	30	38	34	
	279.6	114.4	30	38	34	444.8
	292.3	127.1	30	38	34	508.3
	305.0	139.8	30	38	34	559.1
	317.7	149.3	32 1/2	40	36	

Largeur de la barre l.	Diamètre de la tête D = R	Diamètre de la plus forte cheville d.	Excès de la section nette transversale de la tête, sur le corps de la barre : pour cent. Tête de la même épaisseur que la barre.	Barre de 25mm,4 d'épaisseur. Tête de 1mm,6 plus épaisse.	Barre de 50mm,8 d'épaisseur. Barre de 1mm,6 plus épaisse.	Excès de longueur 2 L à donner à la barre par rapport à la dist. des centres des œils, pour 2 têtes.
mm	mm	mm				mm
127.1	330.4	162.0	32 1/2	40	36	673.5
	343.1	171.6	35	43	39	
	355.8	184.3	35	43	39	762.5
152.5	305.0	104.8	31	39	35	
	317.7	117.5	31	39	35	
	330.4	130.2	31	39	35	495.6
	343.1	143.0	31	39	35	533.7
	355.8	152.5	33 1/3	41	37 1/2	584.5
	367.5	165.2	33 1/3	41	37 1/2	648.1
	381.2	177.9	33 1/3	41	37 1/2	
177.9	355.8	123.9	30	38	34	
	368.5	136.6	30	38	34	470.2
	381.2	149.3	30	38	34	571.8
	393.9	162.0	30	38	34	
	406.6	174.7	30	38	34	
	419.3	187.4	30	38	34	721.3
	432.1	200.1	30	38	34	775.2
203.3	406.6	143.0	29	37 1/2	33 1/2	
	419.3	155.7	29	37 1/2	33 1/2	
	432.1	168.4	29	37 1/2	33 1/2	
	444.8	181.1	29	37 1/2	33 1/2	
	457.5	193.8	29	37 1/2	33 1/2	698.9
	469.2	206.5	29	37 1/2	33 1/2	724.3
	482.9	219.2	29	37 1/2	33 1/2	749.7

Annexe III.

BARRES A ŒILS EN ACIER FABRIQUÉES PAR LA CARNEGIE STEEL CO., LIMITED (PRÉCÉDEMMENT KEYSTONE BRIDGE CO).

Dimensions réglementaires (fig. 694).

Largeur de la barre l	Diamètre de la cheville d	Diamètre transversal de la tête D = R	Distance $h = \frac{D}{2}$	Distance a
mm	mm	mm	mm	mm
76.2	63.5	177.9	88.9	155.7
	76.2	190.6	95.3	171.6
	88.9	203.3	101.7	187.4
	101.7	216.0	108.0	200.1
	114.4	228.7	114.4	216.0
	127.1	241.4	120.7	228.7
	139.8	254.1	127.1	244.6
	152.5	266.9	133.4	260.5
	165.2	279.6	139.8	273.2
	177.9	292.3	146.1	289.1
101.7	76.2	228.7	114.4	198.6
	88.9	241.4	120.7	212.9
	101.7	251.1	127.1	228.7
	114.4	266.9	133.4	243.0
	127.1	279.6	139.8	257.3
	139.8	292.3	146.1	273.2
	152.5	305.0	152.5	289.1
	165.2	317.7	158.8	303.4
	177.9	330.4	165.2	317.7
127.1	88.9	279.6	139.8	241.4
	101.7	292.3	146.1	254.1
	114.4	305.0	152.5	270.0
	127.1	317.7	158.8	285.9
	139.8	330.4	165.2	301.8
	152.5	343.1	171.6	314.5
	165.2	355.8	177.9	330.4
	177.9	368.5	184.3	343.1
	190.6	381.2	190.6	359.0
152.5	101.7	330.4	165.2	282.7
	114.4	343.1	171.6	298.6
	127.1	355.8	177.9	314.5
	139.8	368.5	184.3	330.4
	152.5	381.2	190.6	343.1
	165.2	393.9	197.0	355.8
	177.9	406.9	203.3	371.7
	190.6	419.3	209.7	387.6
	203.3	432.1	216.0	403.5

Largeur de la barre l	Diamètre de la cheville d	Diamètre transversal de la tête D	Distance $h = \frac{D}{2}$	Distance a
mm	mm	mm	mm	mm
177.9	114.4	381.2	190.6	327.2
	127.1	393.9	197.0	339.9
	139.8	406.6	203.3	335.8
	152.5	419.3	209.7	348.5
	165.2	432.1	216.0	384.4
	177.9	444.8	222.4	400.3
	190.6	457.5	228.7	416.2
	203.3	470.2	235.1	432.1
	216.0	482.9	241.4	447.9
	228.7	495.6	247.8	474.9
203.3	127.1	432.1	216.0	365.3
	139.8	444.8	222.4	381.2
	152.5	457.5	228.7	397.1
	165.2	470.2	235.1	413.0
	177.9	482.9	241.4	428.9
	190.6	495.6	247.8	444.8
	203.3	508.3	254.1	457.5
	216.0	521.0	260.5	470.2
	228.7	533.7	266.9	486.1
	241.4	546.4	273.2	501.9
	254.1	559.1	279.6	517.8
228.7	152.5	495.6	247.8	425.7
	165.2	508.3	251.1	440.0
	177.9	521.0	260.5	454.3
	190.6	533.7	266.9	470.2
	203.3	546.4	273.2	484.5
	216.0	559.1	279.6	500.4
	228.7	571.8	285.9	514.7
	241.4	584.5	292.3	528.9
	254.1	597.2	298.6	541.7
251.1	190.6	571.8	285.9	497.2
	203.3	584.5	292.3	509.9
	216.0	597.2	298.6	522.8
	228.7	610.0	305.0	541.7

Annexe IV.

BARRES A ŒILS EN ACIER, FABRIQUÉES PAR LA PHŒNIX BRIDGE CO.

Dimensions réglementaires (fig. 694).

Largeur de la barre l	Diamètre de la cheville d	Diamètre de la tête D = R	Excès de longueur 2 L à donner à la barre par rapport à la distance des centres des œils, pour 2 têtes.	
			Barres de moins de 22mm d'épaisseur.	Barres de plus de 22mm d'épaisseur.
mm	mm mm	mm	mm	mm
76.2	61.9 et 74.6	177.9	610.0	660.8
76.2	87.3 et 100.0	203.3	838.7	914.9
101.7	87mm,1	228.7	762.4	838.7
101.7	100.0, 109.6, 119.1	254.1	965.8	1012.0
127.1	100.0 et 109.6	279.6	914.9	991.2
127.1	119.1 et 135.0	305.0	1092.8	1194.6
127.1	147.7 et 160.4	330.4	1321.6	1423.2
152.5	119.1 et 125.5	330.4	1042.0	1143.7
152.5	135.0, 141.4, 147,7	355.8	1245.3	1347.0
152.5	160 4, 170.0, 176,3	381.2	1448.7	
177.9	141.4	381.2	1219.9	
177.9	147.7, 160.4, 170.0	406.6	1372.1	
177.9	176.3, 185.8, 195.4	432.1	1575.7	

Largeur de la barre l	Diamètre de la cheville d	Diamètre de la tête D = R	Excès de longueur 2 L à donner à la barre par rapport à la distance des centres des œils, pour 2 têtes.	
			Barres de moins de 22mm d'épaisseur.	Barres de plus de 22mm d'épaisseur.
mm	mm mm mm	mm	mm	
203.3	160.1	432.1	1317.0	
203.3	170.0, 176.3, 185.8	457.5	1521.9	
203.3	195.4 et 212.9	482.9	1545.2	
203.3	225.6 et 238.3	508.3	1931.5	
228.7	185.8 et 195.5	508 3	1677.1	
228.7	212.9 et 225.6	533.7	1855.3	
254.1	212.9	559.1	1804.5	
254.1	225.6 et 238 3	584.5	1982.4	
254.1	254.1 et 266.9	610.0	2185.7	

Remarque : L'épaisseur de la tête est égale à celle du corps, ou ne la dépasse pas de plus de 1mm,6.

Annexe V. — BARRES A ŒILS EN ACIER FABRIQUÉES PAR L'EDGE MOOR BRIDGE CO.

Dimensions réglementaires (fig. 694).

Largeur de la barre l	Moindre épaisseur de la barre.	Diamètre de la tête D	Diamètre de la plus forte cheville d	Excès de la section transversale nette de la tête, sur celle du corps de la barre.	Excès de longueur 2 L à donner à la barre par rapport à la distance des centres des œils, pour 2 têtes.
mm	mm	mm	mm	%	mm
50.8	25.4	114.4	47.6	33	470.2
50.8	25.4	139.8	73.1	33	686.2
63.5	25.4	139.8	54.0	33	533.8
63.5	25.4	165.2	79.4	33	584.6
76.2	19.1	165.2	63.5	33	597.2
76.2	19.1	203.3	101.7	33	889.6
101.7	19.1	241.4	104.9	33	915.0
101.7	19.1	266.9	130.2	33	1131.0
127.1	19.1	292.3	117.5	37	1080.1
127.1	19.1	317.7	143.0	37	1283.4
152.5	22.2	343.1	133.4	37	1169.0
152.5	22.2	368.5	158.8	37	1385.2
177.9	23.8	393.9	143.0	40	1308.8
177.9	23.8	432.1	181.1	40	1588.4
203.3	25.4	432.1	146.1	40	1359.6
203.3	25.4	457.5	171.6	40	1524.8

Nota : Pour les barres de moins de 25mm,4 d'épaisseur, ajouter 76mm de longueur.

Annexe VI. — BARRES A ŒILS EN ACIER FABRIQUÉES PAR LA PENCOYD BRIDGE CO.

Dimensions réglementaires (fig. 694).

Largeur de la barre l	Moindre épaisseur de la barre.	Diamètre de la tête D = R	Diamètre de la plus forte cheville d	Excès de longueur 2 L à donner à la barre par rapport à la distance des centres des œils, pour 2 têtes.
mm	mm	mm	mm	mm
76.2	19.1	177.9	76.2	762.4
76.2	19.1	203.3	98.4	889.6
101.7	19.1	241.4	104 8	915.0
101.7	19.1	266.9	128.7	1042.0
127.1	19.1	292.3	122.3	990.2
127.1	19.1	317.6	144.5	1181.8
127.1	19.1	330.4	157.3	1347.0
152.5	22.2	343.1	139.8	1169.0
152 5	22.2	368.5	168.4	1334.2
177.9	23.8	406.6	170.0	1359.8
177.9	23.8	432.1	190.6	1537.6
177.9	23.8	457.5	216.0	1868.0
203.3	25.4	432.1	162.0	1359.8
203.3	25.4	457.5	187.4	1524.8
203.3	25.4	470 2	200.1	1715.2

Remarque : Dans les barres de moins de 152mm,4 × 25mm,4 ajouter 76mm de longueur.
Dans les barres de moins de 203,2 × 34,9, ajouter 35mm.

Annexe VII.

MANCHONS A DOUBLE PAS DE VIS. DIMENSIONS RÉGLEMENTAIRES (CARNEGIE STEEL CO. LD).

VIS		Espace libre entre les extrémités des tringles.	MANCHON				VIS		Espace libre entre les extrémités des tringles.	MANCHON			
Diamètre.	Longueur.		Petit diamètre.	Trou brut.	Longueur filetée.	Poids.	Diamètre.	Longueur.		Petit diamètre.	Trou brut.	Longueur filetée.	Poids.
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg
25.4	101.7	63.5	38.1	22.2	152.5	1.907	60.4	127.1	76.2	85.8	53.2	228.7	8.989
28.6	101.7	63.5	41.3	23.8	152.5	2.088	63.5	127.1	76.2	92.1	54.8	228.7	9.080
31.8	101.7	63.5	41.5	27.0	152.5	2.179	66.7	127.1	63.5	95.3	58.8	228.7	10.306
34.9	101.7	76.2	47.7	29.4	177.9	2.724	69.9	127.1	63.5	98.5	61.9	228.7	11.441
38.1	101.7	76.2	54.0	32.6	177.9	2.996	73.2	152.5	76.2	101.8	65.1	254.1	13.529
41.3	101.7	63.5	57.2	34.9	177.9	3.405	76.2	152.5	76.2	108.0	66.7	254.1	13.847
44.5	101.7	63.5	63.5	38.1	177.9	4.086	79.4	152.5	63.5	111.2	69.9	254.1	15.799
47.7	127.1	76.2	66.7	41.3	203.3	4.767	82.6	152.5	63.5	117.5	73.1	254.1	17.797
50.8	127.1	76.2	69.9	43.6	203.3	5.176	85.8	152.5	76.2	120.7	76.2	279.6	18.614
54.0	127.1	63.5	76.2	46.8	203.3	6.129	88.9	152.5	76.2	127.1	79.4	279.6	16.162
57.2	127.1	63.5	82.6	50.0	203.3	6.699							

Les poids sont ceux des manchons achevés.

(Voir pour les lettres fig. 310-11)

	A		A	B	C	D	E	F	G
Diamètre de la barre ronde	Diamètre du renflement de la barre	Côté de la barre carrée	Diamètre du renflement de la barre	Diamètre de la tête	Longueur de la fourche	Longueur du filetage	Épaisseur des branches de la fourche	Largeur des branches de la fourche	Diamètre de la cheville
31.8	41.3	28.6	41.3	120.6	139.7	50.8	15.9	63.5	47.6
33.3	41.4	30.2	44.4	149.2	165.1	63.5	19.0	81.0	57.2
34.9	44.4	31.8	47.6	149.2	165.1	63.5	19.0	81.0	57.2
36.5	47.6	33.3	47.6	149.2	165.1	63.5	19.0	81.0	57.2
38.1	50.8	34.9	50.8	149.2	165.1	63.5	19.0	81.0	57.2
39.7	50.8	36.5	54.0	149.2	165.1	63.5	19.0	81.0	57.2
41 3	54.0	»	»	149.2	165.1	63.5	19.0	81.0	57.2
42.9	54.0	38.1	54.0	168.3	177.8	73.0	22.2	90.5	66.7
44.4	57.2	39.7	57.2	168.3	177.8	73.0	22.2	90.5	66.7
46.0	57.2	41.3	60.3	168.3	177.8	73.0	22.2	90.5	66.7
47.6	60.3	42.9	60.3	168.3	177.8	73.0	22.2	90.5	66.7
49.2	63.5	44.4	63.5	200.0	203.2	88.9	28.6	98.4	79.4
50.8	63.5	46.0	66.7	200.0	203.2	88.9	28.6	98.4	79.4
52.4	66.7	47.6	66.7	200.0	203.2	88.9	28.6	98.4	79.4
54.0	66.7	49.2	69.8	200.0	203.2	88.9	28.6	98.4	79.4
55.6	69.8	50.8	73.0	200.0	203.2	88.9	28.6	98.4	79.4
57.2	73.0	»	»	200.0	203.2	88.9	28.6	98.4	79.4
58.7	73.0	52.4	73.0	228.6	215.9	101.6	31.8	122.2	92.1
60.3	76.2	54.0	76.2	228.6	215.9	101.6	31.8	122.2	92.1
61.9	79.4	55.6	79.4	228.6	215.9	101.6	31.8	122.2	92.1
63.5	79.4	57.2	79.4	228.6	215.9	101.6	31.8	122.2	92.1
65.1	82.6	58.7	82.6	228.6	215.9	101.6	31.8	122.2	92.1
66.7	82.6	60.3	85.7	228.6	215.9	101.6	31.8	122.2	92.1
68.3	85.7	»	»	228.6	215.9	101.6	31.8	122.2	92.1
69.8	85.7	61.9	85.7	247.6	228.6	108.0	41.3	133.4	98.4
71.4	88.9	63.5	88.9	247.6	228.6	108.0	41.3	133.4	98.4
73.0	92.1	65.1	92.1	247.6	228.6	108.0	41.3	133.4	9.81
74.6	92.1	66.7	92.1	247.6	228.6	108.0	41.3	133.4	98.4
Toutes les dimensions sont en millimètres									

Annexe IX.

DIMENSIONS RÉGLEMENTAIRES DES ÉCROUS POUR CHEVILLES

(CARNEGIE STEEL CO. LD).

CHEVILLES		ÉCROUS					CHEVILLES		ÉCROUS				
Diamètre de la cheville.	Diamètre de la partie filetée.	Nombre de filets par 25mm,4.	Petit diamètre.	Grand diamètre.	Épaisseur.	Poids.	Diamètre de la cheville.	Diamètre de la partie filetée.	Nombre de filets par 25mm,4.	Petit diamètre.	Grand diamètre.	Épaisseur.	Poids.
mm	mm		mm	mm	mm	kg	mm	mm		mm	mm	mm	kg
47.7	31.8	8	57.2	66.7	22.2	0.386	98.5	82.6	6	127.1	146.1	31.8	2.152
54.0	38.1	8	63.5	73.1	21.6	0.468	104.8	88.9	6	139.8	162.0	31.8	2.810
57.2	41.3	8	63.5	73.1	25.4	0.440	111.2	88.9	6	139.8	162.0	31.8	2.810
60.4	44.4	8	76.2	89.0	25.4	0.681	117.5	95.3	6	139.8	162.0	31.8	2.438
63.5	47.7	8	76.2	89.0	25.4	0.622	123.9	101.7	6	152.5	176.3	31.8	3.010
66.7	50.8	8	89.0	101.7	25.4	0.935	130.2	101.7	6	152.5	176.3	31.8	3.010
69.9	54.0	8	89.0	101.7	25.4	0.890	136.6	108.0	6	152.5	176.3	31.8	2.652
73.1	57.2	8	101.7	117.5	31.8	1.535	133.0	114.4	6	171.6	198.6	31.8	3.873
76.2	60.4	8	101.7	117.5	31.8	1.462	149.3	120.7	6	171.6	198.6	31.8	3.446
79.4	63.5	8	108.0	123.9	31.8	1.648	155.7	120.7	6	171.6	198.6	31.8	3.446
82.6	66.7	8	108.0	123.9	31.8	1.548	162.0	127.1	6	203.3	235.1	31.8	5.929
85.7	69.9	6	114.4	131.8	31.8	1.857	168.4	133.4	6	203.3	235.1	38.1	6.726
88.9	73.1	6	120.7	139.8	31.8	2.102	174.7	139.8	6	203.3	235.1	38.1	6.356
92.1	76.2	6	127.1	146.1	31.8	2.383	181.1	146.1	6	203.3	235.1	38.1	5.947

BARRES PRÉSENTANT UNE PARTIE FILETÉE (CARNEGIE STEEL CO. LD.).

Diamètre, ou côté du carré (en millimètres).	BARRES RONDES				BARRES CARRÉES			
	Diamètre de la partie refoulée (millimètres).	Diamètre à la base des filets (millimètres).	Nombre de filets par 25mm,4.	Excès de la section nette de la partie filetée sur le corps %.	Diamètre de la partie refoulée (millimètres).	Diamètre à la base des filets (millimètres).	Nombre de filets par 25mm,4.	Excès de la section nette de la partie filetée sur le corps %.
12.7	19.1	15.8	10	54	19.1	15.8	10	21
14.3	19.1	15.8	10	21	22.2	18.6	9	33
15.9	22.2	18.6	9	37	25.4	21.3	8	41
17.5	25.4	21.3	8	48	25.4	21.3	8	17
19.1	25.4	21.3	8	25	28.6	23.9	7	23
20.6	28.6	23.9	7	34	31.8	27.1	7	35
22.2	31.8	27.1	7	48	34.9	29.5	6	38
23.8	31.8	27.1	7	29	34.9	29.5	6	20
25.4	34.9	29.5	6	35	38.1	32.6	6	29
27.0	34.9	29.5	6	19	41.3	35.3	5 1/2	34
28.6	38.1	32.6	6	30	41.3	35.3	5 1/2	20
30.2	38.1	32.6	6	17	44.5	37.9	5	24
31.8	41.3	35.3	5 1/2	23	47.6	41.0	5	31
33.4	44.5	37.9	5	29	47.6	41.0	5	19
34.9	44.5	37.9	5	18	50.8	43.5	4 1/2	22
36.5	47.6	41.0	5	26	54.0	46.7	4 1/2	28
38.1	50.8	43.5	4 1/2	30	54.0	46.7	4 1/2	18
39.7	50.8	43.5	4 1/2	20	57.2	49.9	4 1/2	24
41.3	54.0	46.7	1 1/2	28	60.4	53.0	4 1/2	30
42.9	54.0	46.7	4 1/2	18	60.4	53.0	4 1/2	20
44.5	57.2	49.9	4 1/2	26	63.5	55.3	4	21
46.1	57.2	49.9	4 1/2	17	66.7	58.4	1	26
47.6	60.4	53.0	4 1/2	24	66.7	58.4	4	18
49.2	63.5	55.3	4	26	69.9	61.6	4	23
50.8	63.5	55.3	4	18	73.1	64.8	4	28
52.4	66.7	58.4	4	24	73.1	64.8	4	20
54.0	66.7	58.4	4	17	76.2	66.8	3 1/2	20
55.6	69.9	61.6	4	23	79.4	70.0	3 1/2	24
57.2	73.1	64.8	4	28	79.4	70.0	3 1/2	18
58.8	73.1	64.8	4	22	82.6	73.2	3 1/2	22
60.4	76.2	66.8	3 1/2	23	85.8	76.3	3 1/2	26
61.9	79.4	70.0	3 1/2	28	85.8	76.3	3 1/2	19
63.5	79.4	70.0	3 1/2	21	88.9	78.8	3 1/4	21
65.1	82.6	73.2	3 1/2	26	92.1	82.0	3 1/1	24
66.7	82.6	73.2	3 1/2	20	92.1	82.0	3 1/4	19
68.3	85.8	76.3	3 1/2	25	95.3	84.3	3	20
69.9	85.8	76.3	3 1/2	19	98.5	87.5	3	23
71.5	88.9	78.8	3 1/1	22	98.5	87.5	3	18
73.1	92.1	82.0	3 1/4	26	101.7	90.7	3	21
71.7	92.1	82.0	3 1/1	21	104.8	93.8	3	24
76.2	95.3	81.3	3	22	104.8	93.8	3	19
79.4	98.5	87.5	3	21	111.2	99.7	2 7/8	24
82.6	101.7	90.7	3	20	111.4	102.4	2 3/4	21
85.8	104.8	95.8	3	20	117.5	105.5	2 3/4	19
88.9	108.0	96.5	2 7/8	18				
92.1	114.1	102.4	2 3/4	23				
95.3	117.5	105.6	2 3/4	23				
98.5	120.7	108.1	2 5/8	21				

Nota. — Les parties filetées ont le filet de vis Franklin. Pour obtenir une partie filetée de 0m,13, il faut *ajouter* 0m,15 à la longueur voulue de la barre.

La Carnegie Steel Co. Ld. garantit que ces proportions donnent à la partie filetée une résistance au moins égale à celle du corps.

Annexe XI.

RENSEIGNEMENTS SUR LES ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR.

Nous donnons ci-après : 1° un modèle de rapport d'essais, relatif à une barre du pont de Bismarck. — 2° un modèle relatif à une colonne du pont de Kentucky et Indiana. L'un et l'autre émanent de l'arsenal de Watertown.

1° Barre à œils du pont de Bismarck, éprouvée à l'arsenal de Watertown.

Essai n° 1825. — Section, 5.077 mmq, 41. — Longueur repérée, 6 m. 504.

TENSION TOTALE Kilogrammes.	EFFORT : K par mm. q.	ALLONGEMENT en millimètres.	DÉFORMATION PERMANENTE en millimètres.	REMARQUES
3.572,98	0,7	»		
17.861,90	3,5	0.9		
35.729,80	7.»	2,08		
» »	0.7	»	— 0.038	
53.594,70	10,5	3,25		
71.459,60	14.»	4,39		
» »	0,7	»	0	
89.321,50	17,5	5,56		
» »	0,7	»	+ 0.0355	
90.800,00		5,656		
92.616,00		5,776		
94.432,00		5,893		
96.248,00		6,019		
98.064,00		6.134		
99.880,00		6,253		
101.696,00		6,375		
103.512,00		6,495		
105.328,00		6,616		
107.189,40	21.»	6,743		
» »	0,7	»	0,1016	
108.960,00		6,858		
110.776,00		6,975		
112.138,00		7,066		
113.500,00		7,158		
114.408,00		7.229		
115.316,00		7,285		
116.224,00		7,343		
117.132,00		7,404		
118.040,00		7.468		
118.948.00		7,531		
119.856,00		7,595		
120.764,00		7.645		
121.672,00		7,714		
122.580,00		7,772		
123.488,00		7.828		
124.396,00		7.899		
125.054,30	24,5	7,95	»	
» »	0,7	»	0,213	
126.212,00		8,041		
127.120,00		8.103		
128.028,00		8.179		
128.938,00		8,242		
129.844,00		8,311		
130.752,00		8.384		
131.660,00		8,458		
132.568,00		8,536		
133.476,00	26.1499	8,615		Limite d'élasticité.
134.384.00		8,869		
135.292,00		9.098		
136.200,00		9.309		
» »	0,7	»	1.15	On enlève le micromètre.
139.346,22	27,3	10,668		
142.919,20	28,0	13.208		
150.065,16	29,4	20.574		
220.190,00	»	»		
0	0			Repos de 8 minutes.
223.822,00	13,818			Effort maximum.
0	0	1.808.18		8.4 %.

Allongement de centre en centre des œils, 621mm,79.

id. des œils A. 13mm,97 B. 16mm,26.

id. en millimètres, des sections de 254mm : 19,05 — 19.558 — 19,812 — 21,13 — 25,146 — 23,368 — 21.84 — 19.558 — 19,050 — 20,574 — 24,638 — 20,828 — 22.098 — 23.144 — 23,876 — 22,860 — 21,59 — 21,336 — 20,828 — 21.59 — 19,81 — 22,86 — 30,48 * — 20,032 — 17,272 — 13,208 — 16,764 — 15.24.

Aire à la fracture : 4290 mmq.31. — Striction : 15,5 %.

Fracture à 1m.80 du centre de l'œil A.

Apparence de la fracture : soyeuse sur 58mm au centre ; un peu spongieuse ; sur chaque côté, grain fin, rayonnant du centre, avec traces de laminage.

L'allongement n'a pas été uniforme entre 162.000 k. et 160.000 k., l'allongement étant surtout sensible là où il se produisait une striction.

Durée de l'épreuve : 3 heures.

* Ce signe marque la section qui comprend la fracture.

2ᵉ Colonne du pont de Kentucky et Indiana, éprouvée à l'arsenal de Watertown :
Poids 818 k. 562;
Longueur du centre de l'œil à l'autre extrémité (carrée), $7^{m},277$;
Longueur repérée sur l'axe de la tôle supérieure, $3^{m},809$;
Essai nº 4218. — Section 8.353 mmq. — La cheville placée verticalement.

Charges appliquées		Sur la longueur repérée		Flexion au milieu		Coefficient d'élasticité par mmq.	Accroissement du raccourcissement	Remarques
Pression totale kilogrammes	Effort : k par mill. carré	Raccourcissement mm.	Déformation permanente mm.	Horizontale mm.	Verticale mm.			
6,810	......	0	0	0	0	......	......	Charge initiale
9,080	1.081	0.0483	......	0	0	85.105	......	
18,160	2.162	0.2565	......	0	0	32.123	0.2082	
27,240	3.243	0.4623	......	0	0	26.711	0.2058	
36,320	4.324	0.6680	......	0	0	24.672	0.2057	
45,400	5.405	0.8712	0.0076	0	0	23.632	0.2032	
49,940	5.945	0.9601	......	0	0.51	23.583	0.0889	
54,480	6.485	1.0643	......	0	0.51	23.230	0.1042	
59,020	7.026	1.1633	......	0	0.76	23.017	0.0990	
63,560	7.567	1.2700	......	0.25	0.76	22.701	0.1067	
68,100	8.107	1.3716	......	0.25	1.02	22.516	0.1016	
72,640	8.648	1.4783	......	0.25	1.02	22.299	0.1067	
77,180	9.188	1.5824	......	0.25	1.02	22.129	0.1041	
81,720	9.729	1.6866	......	0.25	1.02	21.980	0.1042	Flexion permanente
86,260	10.269	1.7907	......	0.25	1.27	21.849	0.1041	Horizontale Verticale
90,800	10.810	1.8948	0.0025	0.25	1.27	21.746	0.1041	0 0
95,340	11.350	1.9939	......	0.25	1.52	21.695	0.0991	
99,880	11.891	2.1006	......	0.25	1.52	21.571	0.1067	
104,420	12.431	2.2047	......	0.25	1.52	21.483	0.1041	
108,960	12.972	2.3114	......	0.25	1.52	21.380	0.1067	
113,500	13.512	2.4155	......	0.25	1.52	21.320	0.1041	
118,040	14.053	2.5273	......	0.25	1.52	21.189	0.1118	
122,580	14.593	2.6365	......	0.25	1.52	21.091	0.1092	
127,120	15.134	2.7432	......	0.25	1.52	21.019	0.1067	
131,660	15.674	2.8550	......	0.25	1.52	20.916	0.1118	
136,200	16.215	2.9642	0 0025	0.25	1.52	20.846	0.1092	0 $1^{mm},03$
140,740	16.755	3.0785	......	0.25	1.52	20.740	0.1143	
145,280	17.296	3.2156	......	0.25	1.52	20.493	0.1371	
149,820	17.836	3.2944	......	0.25	1.52	20.627	0.0788	
154,360	18.377	3.4163	......	0.25	1.52	20.500	0.1219	
158,900	18.917	3.5306	......	0	1.02	20.418	0.1143	
163,440	19.458	3.6124	......	0	1.02	20.355	0.1118	
167,980	19.998	3.7567	......	0	0.76	20.283	0.1143	
172,520	20 539	3.8837	......	0	0.76	20.148	0.1270	
177,060	21.079	4.0005	......	0	0.76	18.680	0.1168	
181,600	21.620	4.1199	0.0889	0	0.76	19.996	0.1194	0 0.76
186,140	22.160	4.2520	......	0	0.76	19.859	0.1321	
190,680	22.701	4.3790	......	0	1.27	19.751	0.1270	
195,220	23.241	4.4907	......	0	1.27	19.723	0.1117	
199,760	23.782	4.6355	......	0	1.27	19.550	0.1448	
204,300	24.322	4.7523	......	0	1.52	19.502	0.1168	
208,840	24.863	4.8997	......	0	1.52	19.334	0.1474	
213,380	25.403	5.0419	......	0	1.02	19.196	0.1422	
217,920	25.944	5.1664	......	0	1.02	19.136	0.1245	
222,460	26.484	5.3162	......	0	0.76	18.983	0.1498	
227,000	27.025	5.4585	0.3505	0	2.03	18.865	0.1423	0 0.25
231,540	27.565	5.6159	......	0.25	0.76	18.701	0.1574	
236,080	28.106	5.7861	......	0.25	0.51	18.506	0.1702	
240,620	28.646	5.9258	......	0.25	0.25	18.421	0.1397	
245,160	29.187	6.0706	......	0.25	0.25	18.320	0.1448	
249,700	29.727	6.2611	......	0.25	0.25	18.090	0.1905	Craquements
254,240	30.268	6.4516	......	0.51	0	17.875	0.1905	
258,780	30.808	6.8326	......	1.27	0.25	17.182	0.3810	
263,320	31.349	7.0790	......	2.54	0.51	16.874	0.2464	
267,860	31.889	7.4041	......	5.33	0.76	16.410	0.3251	
271,038	32.267	......	......	10.16	0	......	......	Effort maximum
254,240	......	......	......	21.59	0			
149,820	......	......	......	58.42	....	......	......	Flexion soudaine

Le montant s'est rompu dans un plan perpendiculaire à l'axe de la cheville. La flexion a augmenté graduellement jusqu'à ce que le mouvement horizontal eût atteint — $21^{mm},59$, puis rapidement, jusqu'à — $58^{mm},42$. En même temps les tôles et les cornières se sont bouclées sur le côté concave, à une distance de $2^{m},42$ de la cheville.

Allongement des œils $0^{mm},52$.

Certifié correct : J. E. Howard

F. H. Parker
Major de l'Artillerie U. S. A.
Commandant.

Les rapports qui précèdent sont seulement donnés comme modèles *d'essais* complets.

Voici maintenant divers résultats d'expériences sur des barres ou des colonnes qu mettent en relief certains des faits énoncés dans le texte.

1° Nous donnerons d'abord les résultats des essais de quelques barres du pont de Memphis comparés avec ceux donnés par les échantillons de coulée.

Ces barres sont en acier dur basique, fabriqué par Carnegie, Phipps et Co, et manufacturées par l'Union Bridge Co. (Les essais complets ont porté sur 56 barres).

PHOSPHORE °/°	ÉPROUVETTE *ou* BARRE	DIMENSIONS	LIMITE D'ÉLASTICITÉ K par mmq	EFFORT MAXIMUM K par mmq	ALLONGEMENT °/°	STRICTION °/°	OBSERVATIONS
0.027	*e*	645^{mm2}	29.1	51.1	27.5	47.5	Rompue dans le corps.
	b	$4^m,07 \times 0^m,256 \times 0^m,038$	24.6	47.2	16.8	39.6	
0.015	*e*	645^{mm2}	29.9	52.9	24.4	52.6	id.
	b	$9^m,12 \times 0^m,253 \times 0^m,044$	26.4	49.1	8.2	39.7	
0.062	*e*	645^{mm2}	28.2	49.2	28.8	47.9	id.
	b	$9^m,18 \times 0^m,252 \times 0^m,044$	26.8	45.8	11.8	44.4	
0.027	*e*	645^{mm2}	29.1	51.1	27.5	47.5	id.
	b	$3^m,98 \times 0^m,257 \times 0^m,038$	23.2	45.5	17.3	38.5	
0.021	*e*	645^{mm2}	30.6	52.5	20.0	44.5	id.
	b	$7^m,98 \times 0^m,155 \times 0^m,028$	21.6	41.4	13.8	41.9	
0.046	*e*	645^{mm2}	29.5	48.8	28.8	42.7	id.
	b	$7^m,30 \times 0^m,256 \times 0^m,047$	23.0	45.9	13.5	40.0	
0.025	*e*	645^{mm2}	28.2	48.8	28.1	52.2	id.
	b	$7^m,22 \times 0^m,252 \times 0^m,048$	21.8	42.7	15.3	39.4	
0.017	*e*	645^{mm2}	28.1	50.3	27.0	40.4	id
	b	$11^m,80 \times 0^m,257 \times 0^m,047$	22.4	37.7	2.5	4.5	
0.039	*e*	645^{mm2}	23.9	40.9	31.3	34.2	id.
	b	$9^m,80 \times 0^m,204 \times 0^m,044$	18.9	36.4	22.5	48.4	
0.042	*e*	645^{mm2}	28.6	53.3	28.1	40.0	**Cette barre n'a pu être rompue par suite de sa longueur.**
	b	$12^m,16 \times 0^m,204 \times 0^m,044$	22.6	42.9	12.2	»	

2° Nous donnons les résumés de deux essais, tirés des expériences de M. C. L. Strobel sur les colonnes en fers Z (voir fig. 658), qui montrent la manière dont se comportent les colonnes en fer, et les petites déformations permanentes qu'elles subissent souvent dès le début. (Ces colonnes, étant destinées à des *viaducs*, avaient leurs extrémités *carrées*).

Colonne n° 5 :

Longueur, $4^m,57$.
Surface de la section, 5946 mmq.
Poids, 258 kilogrammes.
Longueur repérée, $3^m,962$.
Le lattis de la colonne était placé verticalement.

CHARGE en kilogrammes	FLEXION VERTICALE		FLEXION HORIZONTALE		RACCOURCISSEMENT	
	Temporaire	Permanente	Temporaire	Permanente	Temporaire	Permanent
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1,816	3.05	»	0.25	»	0.76	»
4,540	3.05	»	0.25	»	1.27	»
6,810	3.05	»	»	»	2.03	»
8,172	3.05	»	0.76	»	2.29	»
9,080	4.06	»	0.76	»	2.51	»
9,988	4.32	0.51	0.76	»	3.05	»
10,896	4.32	0.51	0.76	»	3.56	»
11,804	5.59	0.51	1.78	»	3.81	0.25
12,712	6.10	1.52	1.78	0.51	3.81	0.51
13,166	6.60	2.28	1.78	1.02	4.06	0.51
13,620	6.86	2.79	2.54	1.02	4.32	0.76
14,074	6.86	2.79	2.79	1.27	4.57	1.02
14,528	6.86	3.05	2.79	2.29	4.83	1.02
14,982	9.91	4.32	3.56	2.54	4.83	1.02
15,436	Effort maximum		Rupture par flexion horizontale			

Colonne n° 15 :
Longueur, 8m 53.
Surface de la section, 6,007 mmq.
Poids, 465 kilogrammes.
Longueur repérée, 7m.925.
Le lattis de la colonne était placé verticalement.

CHARGE en kilogrammes	FLEXION VERTICALE		FLEXION HORIZONTALE		RACCOURCISSEMENT	
	Temporaire	Permanente	Temporaire	Permanente	Temporaire	Permanent
kil.	mm	mm	mm	mm	mm	
4,540	3.30	»	2.54	»	2.54	»
6,810	1.78	»	4.57	»	3.56	»
7,718	2.54	0.25	5.84	0.25	4.32	»
8,626	2.79	0.51	7.11	0.51	5.33	»
9,080	3.30	0.51	8.13	0.76	5.81	»
9,534	3.30	0.76	9.40	1.02	5.84	»
9,988	3.56	0.76	10.41	1.27	5.84	»
10,442	3.81	0.76	12.19	1.78	6.10	»
10,896	4.57	1.02	15.65	1.78	6.35	»
11,350	5.08	1.27	20.32	4.57	6.60	»
11,745	Effort maximum.		Rupture par flexion horizontale.			

ANNEXE XII

RENSEIGNEMENTS SUR DIVERS PRIX DE REVIENT

Nous avons donné, dans le texte, les prix de revient d'un grand nombre d'ouvrages américains. Ces prix ne peuvent être considérés comme des points de comparaison avec les prix de revient des ouvrages européens, car les éléments en sont essentiellement différents. Aussi avons-nous pris la valeur du dollar à 5 francs, et non au taux du change, pour bien montrer qu'il ne faut considérer les chiffres donnés que comme des *renseignements*.

La main-d'œuvre est très chère en Amérique. En voici quelques exemples :

Prix des journées pendant la construction du viaduc Washington, à New-York, en 1887-88 :

	$	$	Fr.	Fr.
Chef du chantier	7,00 à	8,00	35,00 à	40,00
Contremaître		4,00		20,00
Maçon		3,50		17,50
Tailleur de pierres		3,50		17,50
Foreur (manœuvrant les perforatrices)		2,00		10,00
Manœuvre		1,75		8,75
Forgeron		2,50		12,50
Aide-Forgeron		2,00		10,00
Mécanicien		2,50		12,50

Charpentier	3,00	15,00
Contremaître peintre	2,50	12,50
Peintre	1,75	8,75
Chariot (2 roues) *(cart)*	3,00	15,00
Id. (4 roues) *(wagon)*	6,00	30,00

Pour la construction du pont de Cincinnati et Newport, à Cincinnati, en 1890-91, les prix principaux ont été les suivants :

	$	Fr.
Contremaître	4,00	20,00
Maçon	3,25	16,25
Tailleur de pierres	3,50	17,50
Mécanicien	2,00	10,00
Manœuvre	1,50	7,50

Au pont de Bismarck, dans le Dakota, dont le site se trouvait à 250 kilomètres de tout lieu habité, un simple manœuvre se payait, en 1881-82, ... $ 2 10 francs, et toute la main-d'œuvre était renchérie dans cette proportion.

Nous donnons, à titre de renseignement, les prix suivants des métaux sur les principaux marchés de l'Amérique, en mai 1894 :

Fonte en gueuses	$ par tonne de 2000 *lb.*	Francs par tonne métrique.
New-York	10,50 à 13,50	57,85 à 74,38
Pittsburg	9,75 à 11,25	53,72 à 61,99
Chicago	10,00 à 11,50	55,10 à 63,36

	Matériaux de construction.	Cents par livre.	Francs par kilogramme.
New-York.	Double T	1,3 à 1,5	0,143 à 0,165
	U	1,3 à 1,5	0,143 à 0,165
	Cornières	1,2 à 1,35	0,132 à 0,149
	T	1,4 à 1,6	0,154 à 0,176
	Tôles laminées au laminoir universel.	1,15 à 1,35	0,127 à 0,149
	Tôles d'acier pour ponts	1,55 à 1,6	0,170 à 0,176
Pittsburg.	Double T	1,2 à 1,3	0,132 à 0,143
	U	1,2 à 1,3	0,132 à 0,143
	Cornières	1,1 à 1,2	0,121 à 0,132
	T	1,25 à 1,35	0,137 à 0,149
	Tôles (laminoir universel)	1,1 à 1,2	0,121 à 0,132
	Tôles d'acier pour ponts	1,4 à 1,45	0,154 à 0,160

Chicago...	Double T................	1,35 à 1,4	0,149 à 0,154
	U	1,35 à 1,4	0,149 à 0,154
	Cornières	1,3 à 1,4	0,143 à 0,154
	T	1,5 à 1,6	0,165 à 0,176
	Tôles (laminoir universel)..	1,3 à 1,35	0,143 à 0,149
	Tôles d'acier pour ponts...	1,6 à 2,1	0,176 à 0,231

Voici enfin, pour terminer, quelques prix relatifs au pont de Cairo, que l'on peut considérer comme *moyens* (ce sont ceux de l'estimation de M. Geo. S. Morison):

		$	Cents.		Francs.
Charpente..............	1.000 pieds B. M.	42	»	le m. c.	70,40
Déblais (dans l'air comprimé).	Le pied cube.	»	13	le m. c.	22,96
Béton..........................	Le pied cube.	»	40	le m. c.	70,40
Maçonnerie..................	Le yard cube.	18	»	le m. c.	117,40
Fer (boulons, etc.)...............	La livre.	»	5,5	le kil.	0,605
Acier (poutres ayant jusqu'à 158 mètres de portée)......................	La livre.	»	4,3	le kil.	0,475

le montage était compté à raison de 31 °/₀ en sus, pour les travées de 158 mètres, 30 °/₀ pour les autres travées de 122 mètres en rivière, et 10 °/₀ pour les viaducs.

En exécution, tous les prix prévus, même pour le montage, furent maintenus; mais en raison de l'énorme quantité de métal requise et de la brièveté des délais et des risques dus au régime de l'Ohio, l'Union Bridge Co, soumissionnaire, obtint pour le fer et l'acier des travées en rivière, le prix unique de 5,5 cents par livre, soit 0 fr. 605 le kilogramme.

En revanche, pour les viaducs d'accès, le prix total du métal *mis en place* fut fixé à 4,4 cents par livre, soit 0 fr. 484 le kilogramme.

La fonte est revenue, au même ouvrage, à 3 cents la livre, soit 0 fr. 33 le kilogramme.

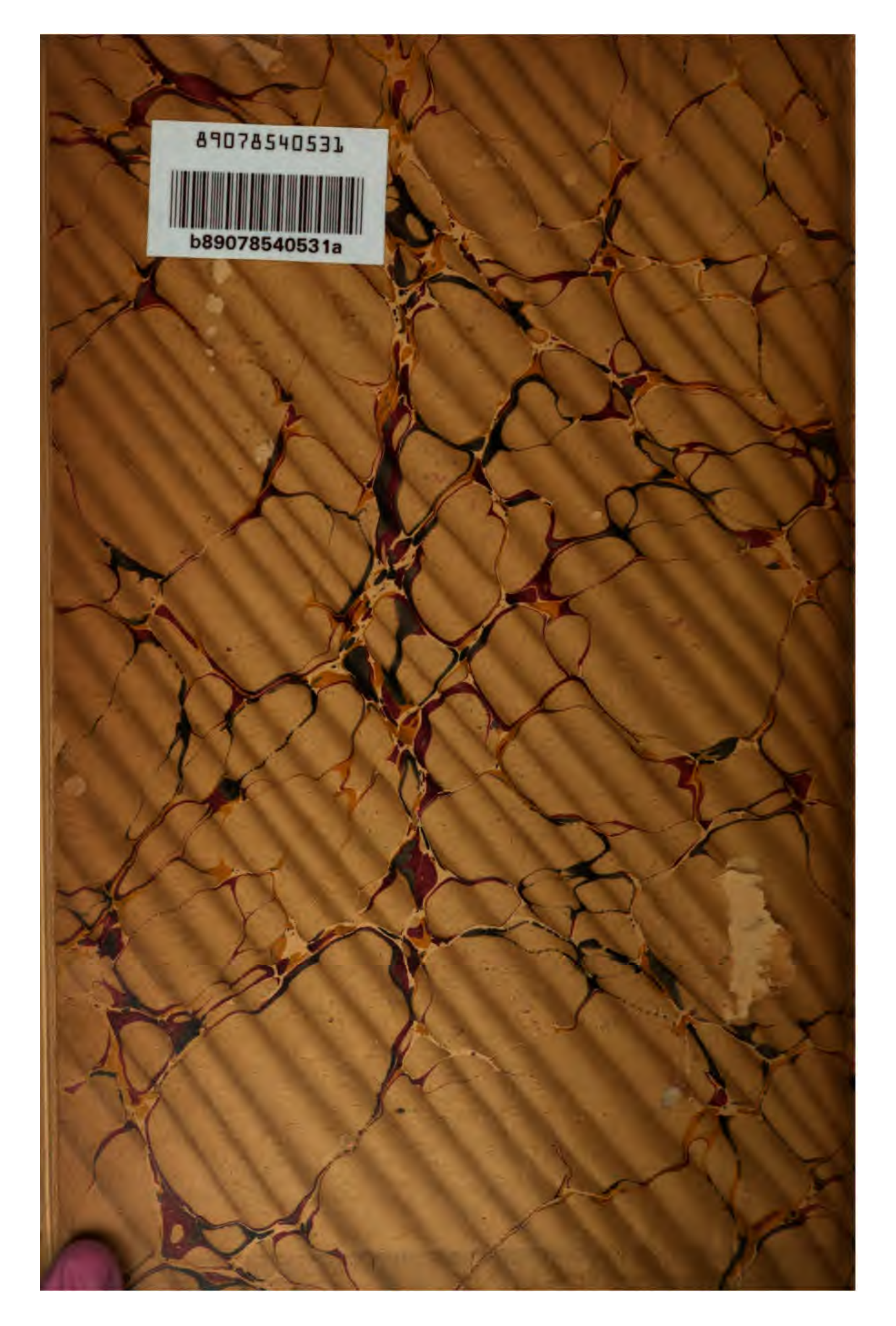
Nous donnons, pour nombre d'ouvrages, le prix et le poids de a superstructure, ce qui permet d'obtenir, dans chaque cas, le prix du kilogramme de métal mis en place.

Les prix de revient du métal et de la construction s'abaissent constamment : la Commmission du pont sur l'Hudson a pu, ainsi, évaluer à 4,5 cents par livre, soit 0 fr. 507 par kilogramme, le prix du métal *mis en place* pour des ponts cantilevers ou suspendus de 700 à 1.000 mètres d'ouverture.

TABLE DES MATIÈRES

ANNEXES

FIN DU PREMIER VOLUME


89078540531
b89078540531a

